



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO NUMÉRICO DE CONEXIONES A MOMENTO TIPO
"COLUMN-TREE" CON EMPALME FUERTE EN SISTEMAS
ESTRUCTURALES DE MARCOS DE ACERO A MOMENTO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FRANCISCO JAVIER QUIROZ HERRERA

PROFESOR GUÍA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

RAMÓN MONTECINOS CONCHA

EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS

SANTIAGO DE CHILE

2023

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: FRANCISCO JAVIER QUIROZ HERRERA
FECHA: 2023
PROF. GUÍA: RICARDO HERRERA MARDONES

ESTUDIO NUMÉRICO DE CONEXIONES A MOMENTO TIPO "COLUMN-TREE" CON EMPALME FUERTE EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MARCOS DE ACERO A MOMENTO

Este trabajo de título estudia de forma numérica el desempeño de una conexión a momento tipo "Column-Tree" con empalme fuerte en pórticos de acero a momento. Esta conexión no se encuentra precalificada, aún así, se utiliza comúnmente por sus ventajas en la instalación y la inspección.

La conexión "Column-Tree" o bien conocida en la construcción nacional como "Choco", consiste en un segmento de viga soldado a maestranza a la cara de la columna, a la cual se conecta una viga de enlace mediante placas de empalme y pernos de alta resistencia en el alma y ala.

En la presente investigación, se propone una metodología de diseño, la cual busca imponer como elemento fusible la viga y no la columna ni la conexión. Esta metodología se realiza en base a un diseño por capacidad cumpliendo las normativas AISC-2016. Luego, utilizando el análisis de elementos finitos no lineales del software ANSYS Workbench, se modela una sub-estructura de unión viga-columna y se investiga los efectos de la ubicación del empalme y el desempeño de la metodología de diseño propuesta. Para esto, se diseñan dos especímenes variando la ubicación del empalme y se le aplican desplazamientos controlados de acuerdo al protocolo de carga de la norma AISC 341-16. La validación de la evaluación numérica se realiza a partir de resultados experimentales.

Los resultados obtenidos del análisis numérico, muestran que el comportamiento de la unión viga-columna depende de la ubicación del empalme, clasificando la conexión como rígida o semi-rígida. Además, influye en la pérdida de pretensión de pernos, la tendencia a la fractura, la ductilidad y las características de disipación de energía.

*Con mucho cariño para,
mi madre y hermanas.*

Saludos

Agradecimientos

Quiero agradecer a mi madre, que siempre confió en mí y me brindo todo el apoyo para poder lograr mis metas, además de otorgarme todas las herramientas para llevar esto a cabo.

Agradecer a mis hermanas, por siempre confiar en mis capacidades y siempre ser un apoyo.

Al profesor Ricardo Herrera por otorgarme el tema de investigación y siempre estar dispuesto a resolver mis dudas e inquietudes a lo largo de todo el desarrollo de este. A los profesores Ramón Montecinos y Eduardo Núñez por haber sido parte de mi comisión y por su ayuda y conocimientos entregados. Al profesor Juan Felipe Beltrán por gestionar el uso de los servidores de la universidad y al profesor Fabián Rojas por facilitarme el uso de su servidor para correr los modelos.

A mis amigos de carrera, Basti, Coni, Philip y mi gymbro Cubita, por el apoyo y todos los buenos momentos pasados a lo largo de todos estos años. También a mis amigos de plan común, Álvaro, Camilo, Javier, Karin, por todas las risas y buenos momentos vividos.

A Cristiano Ronaldo por todas las alegrías y ser un ejemplo de persona por su disciplina y constancia. SIUUU.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Objetivos Generales	2
1.2. Objetivos Específicos	2
1.3. Alcance	3
2. Marco Teórico	5
2.1. Tipos de Marcos a momento	5
2.2. Tipos de conexiones a momento	5
2.3. Conexión Column - Tree	6
2.4. Antecedentes de Estudio	7
2.4.1. Behnam Karami et al (2022)	7
2.4.2. Cüneyt Vatansever y Kutay Kutsal (2018)	8
2.4.3. Keunyeong Oh et al (2015)	8
2.4.4. Keunyeong Oh et al (2014)	10
3. Metodología de Diseño	11
3.1. Filosofía de Diseño	11
3.2. Diseño Columna Fuerte - Viga Débil	11
3.3. Momento Máximo Probable en la ubicación de la Rótula Plástica	12
3.4. Corte Máximo en la ubicación de la Rótula Plástica	13
3.5. Criterio Columna Fuerte - Viga Débil	13
3.6. Arriostramientos de Estabilidad de Vigas	14
3.7. Requerimientos de Viga y Columna	14
3.8. Alas de Viga	16
3.9. Zona Protegida	16
3.10. Soldadura de Demanda Crítica	16
3.11. Zona Panel	16
3.11.1. Resistencia al Corte	16
3.11.2. Espesor Zona Panel	16
3.11.3. Doubler Plates	17
3.11.4. Placas de Continuidad	17
3.12. Diseño Conexión Viga - Columna	18

3.12.1. Limitaciones Viga	18
3.12.2. Limitaciones Columna	19
3.12.3. Limitaciones Columna - Viga	19
3.12.4. Limitaciones Soldadura Ala Viga - Ala Columna	20
3.12.5. Limitaciones Alma viga - Ala Columna	20
3.13. Diseño Empalme Viga - Viga	22
3.13.1. Diseño Empalmes Ala	22
3.13.1.1. Esfuerzo de diseño	23
3.13.1.2. Diámetro de Pernos	23
3.13.1.3. Estados Límites	23
3.13.2. Diseño Empalmes Alma	25
3.13.2.1. Esfuerzo de diseño	25
3.13.2.2. Diámetro de Perno	25
3.13.2.3. Estados límites	25
4. Diseño de los Modelos de Conexión	27
5. Modelamiento Elementos Finitos	30
5.1. Geometría	30
5.2. Materiales	33
5.2.1. A36	34
5.2.2. A572 Gr. 50	34
5.2.3. A325	35
5.3. Contactos	35
5.4. Mallado	36
5.5. Condiciones de Borde	41
5.5.1. Apoyos	42
5.5.2. Actuador	42
5.5.3. Pretensión de Pernos	43
5.6. Verificación del Análisis Numérico	44
6. Análisis de Resultados	46
6.1. Comportamiento Monotónico	46
6.2. Comportamiento Cíclico	47
6.2.1. Espécimen COP	47
6.2.2. Espécimen CIP	48
6.3. Evaluación Pretensión de Pernos	49
6.3.1. Espécimen COP	49
6.3.2. Espécimen CIP	51
6.4. Rigidez Conexiones Column-Tree	52
6.5. Tendencia a la Fractura	53
6.6. Ductilidad	56

6.7. Capacidad de Disipación de Energía	56
Conclusión	59
Bibliografía	61
Anexos	63
1. Memoria de Cálculo	63

Índice de Tablas

4.1.	Elementos Conexión Column-Tree.	27
4.2.	Modelos Conexión Column-Tree.	28
4.3.	Relación Ancho - Espesor de Columna y Viga.	28
5.1.	Cantidad Elementos Sólidos	31
5.2.	Valores Ingeniería y Valores Reales Acero A36-	34
5.3.	Valores Modelo ANSYS.	34
5.4.	Valores Ingeniería y Valores Reales Acero A572 Gr. 50.	35
5.5.	Valores Modelo ANSYS.	35
5.6.	Valores Ingeniería y Valores Reales Acero A325.	35
5.7.	Valores Modelo ANSYS.	35
5.8.	Tipo y número de pares de contacto	36
5.9.	Tamaño de Elementos y Método de Mallado	38
5.10.	Elementos y Nodos Mallado	38
5.11.	Desplazamientos Cíclicos. (Fuente: AISC 341-16, Capítulo K.)	43
5.12.	Pretensión de Pernos	44
6.1.	Rigidez Conexión Column-Tree	53
6.2.	Ductilidad Conexión Column-Tree	56

Índice de Ilustraciones

2.1.	Clasificación Conexión. (Fuente: AISC 360-16)	6
2.2.	Conexión Column-Tree. (Fuente: Behnam Karami et al. (2022))	6
3.1.	Ubicación rótula plástica. (Fuente: Aguirre C. y Carvajal J. (2005))	12
3.2.	Relación Ancho - Espesor Ala. (Fuente: AISC 341-16)	15
3.3.	Relación Ancho - Espesor Alma. (Fuente: AISC 341-16)	15
3.4.	WUF-W moment connection. (Fuente: AISC 358-16.)	18
3.5.	Detalles generales conexión alma viga a ala columna. (Fuente: AISC 358-16.) .	20
3.6.	Detalles parte superior e inferior placa de corte. (Fuente: AISC 358-16.)	21
3.7.	Proyección de Momento Solicitante en la Ubicación del Empalme.	22
4.1.	Detalle Doubler Plate.	28
4.2.	Detalle Placa de Continuidad.	29
5.1.	Subestructura Viga - Columna. (Fuente: Behnam Karami et al (2022))	30
5.2.	Modelación Pernos. (Fuente: Behnam Karami et al (2022))	31
5.3.	Espécimen COP	32
5.4.	Espécimen CIP	32
5.5.	(a) Stress-Strain Total (b) Stress-Plastic Strain (Fuente: ANSYS Mechanical APDL Material Reference.)	33
5.6.	Elemento Solid186. (Fuente: mm.bme.hu)	37
5.7.	Mallado Subestructura.	39
5.8.	Mallado Columna.	39
5.9.	Mallado Viga Corta.	40
5.10.	Mallado Viga Enlace.	40
5.11.	Mallado Placa Empalme Ala.	40
5.12.	Mallado Placa Empalme Alma.	40
5.13.	Mallado Pernos.	41
5.14.	Mallado Placa Continuidad.	41
5.15.	Mallado Doubler Plate.	41
5.16.	Condiciones de Borde.	42
5.17.	Protocolo de carga.	43
5.18.	Espécimen CT. (Fuente: Keunyeong Oh et al.(2014))	44
5.19.	Gráfico Momento - Rotación Espécimen CT.	45
6.1.	Gráfico Momento-Rotación bajo carga monotónica.	46
6.2.	Gráfico Momento-Rotación bajo carga cíclica	47

6.3.	Deformación Plástica Acumulada Espécimen COP.	48
6.4.	Gráfico Momento-Rotación bajo carga cíclica	48
6.5.	Deformación Plástica Acumulada espécimen CIP.	49
6.6.	Distribución de Esfuerzos Pernos Espécimen COP	50
6.7.	Pretensión Pernos Espécimen COP	50
6.8.	Distribución de Esfuerzos Pernos Espécimen CIP	51
6.9.	Pretensión Pernos Espécimen CIP	52
6.10.	Rigidez Conexiones Column-Tree	53
6.11.	Zonas críticas para evaluar PEEQ.	54
6.12.	PEEQ a lo largo de línea A y B	55
6.13.	PEEQ a lo largo de línea C y línea D	55
6.14.	Comparación Energía Disipada	57
6.15.	Comparación Energía Disipada	58

Capítulo 1

Introducción

El diseño sismorresistente es de gran importancia a nivel mundial, el cuál tiene entre sus funciones garantizar que una estructura no colapse durante la ocurrencia de un sismo severo. Debido a esto, a medida que se obtienen nuevos antecedentes, surge el hecho de buscar nuevas alternativas de diseño que tienen como objetivo proyectar diseños menos vulnerables, resilientes, sostenibles y accesibles, con el fin de reducir de forma significativa el número de muertes, de personas afectadas y las pérdidas económicas luego de la ocurrencia de un terremoto, como lo establece el Objetivo 11 de la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible de las Naciones Unidas (ONU, 2017).

Por otro lado, la utilización de acero estructural se encuentra enfocada particularmente en el sector minero, industrial y petrolero, por esto, es de suma prioridad avanzar en la investigación de opciones de diseño de sistemas estructurales confiables orientados a edificaciones urbanas.

Con respecto a las conexiones a momento en pórticos a momento de acero, se comienza a estudiar el comportamiento de conexiones apernadas, en vez de soldadas, puesto que estas últimas tienen como desventaja la ejecución en terreno y su control de calidad, por consiguiente, el avanzar en esta línea de investigación es de gran relevancia.

La conexión “Column-Tree” o conexión árbol, consiste en un segmento de viga soldado a maestranza a la cara de la columna, a la cual se conecta una viga de enlace mediante placas de empalme y pernos de alta resistencia en el alma y ala. Esta unión genera grandes ventajas constructivas respecto a otros tipos de conexiones.

Este trabajo de título tiene como objetivo estudiar numéricamente conexiones a momento tipo “Column-Tree” con criterio empalme fuerte en sistema estructurales de marcos de acero a momento, para esto, se elaborará una metodología de diseño, se utilizará un software de elementos finitos (ANSYS Workbench 2020 R2) para modelar este tipo de unión y finalmente se evaluará el efecto de la ubicación del empalme sobre el desempeño de la conexión.

1.1. Objetivos Generales

Evaluar numéricamente el desempeño de una conexión a momento tipo “Column-Tree” con empalme fuerte en sistemas estructurales de marcos de acero a momento.

1.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos son:

1. Elaborar una metodología de diseño para este tipo de conexión.
2. Utilizar el método de elementos finitos para modelar numéricamente este tipo de conexiones.
3. Evaluar el efecto de la ubicación del empalme sobre el desempeño de la conexión.

1.3. Alcance

Capítulo 1: Introducción

Se presenta una breve introducción y los objetivos generales y específicos que conlleva este trabajo de título.

Capítulo 2: Marco Teórico

En este capítulo se presentan los tipos de marcos y conexiones a momentos y una revisión bibliográfica enfocada en estudios numéricos y experimentales sobre el desempeño de la conexión en marcos de acero a momento.

Capítulo 3: Metodología de Diseño

Se presenta una metodología de diseño de acuerdo a las normativas americanas AISC para el diseño de estructuras de acero. Este se enfocará en diseñar el empalme fuerte, es decir, se busca que el elemento fusible sea la viga y no la columna o conexión. Esta metodología incluye el diseño de la conexión viga-columna y el del empalme viga-viga.

Capítulo 4: Diseño de los Modelos de Conexión

De acuerdo a la metodología de diseño, se dimensiona y detalla los distintos elementos de la conexión para los dos casos de estudio, ubicando el empalme dentro y fuera de la zona protegida.

Capítulo 5: Modelamiento Elementos Finitos

Se analiza una subestructura del edificio de oficinas tipo diseñado en la memoria “Estudio numérico de conexiones a momento tipo “Column-Tree” en sistemas estructurales de marcos a momento de acero” de Pizarro (2018)[13], ésta se compone de la altura media de las columnas de cada piso y la mitad de la luz de la viga. Para el análisis, se somete a la estructura a desplazamientos cíclicos de acuerdo al protocolo de carga establecido en el capítulo K de la norma AISC 341 (AISC,2016).

En este capítulo se detalla la geometría, materiales, contactos, mallado, condiciones de borde y verificación del modelo de elementos finitos.

Capítulo 6: Análisis de Resultados

En este capítulo se realiza un análisis de resultados de las evaluaciones numéricas en base al comportamiento monotónico y cíclico de las diferentes configuraciones, pérdida de pretensión de pernos, plastificaciones locales y globales, rigidez, ductilidad y disipación de energía de la conexión y verificación del desempeño de ésta, basado en la hipótesis de diseño.

Capítulo 2

Marco Teórico

2.1. Tipos de Marcos a momento

Los marcos de acero son estructuras cuya resistencia lateral reside fundamentalmente en la capacidad a flexión y corte de sus elementos y, cuya capacidad de deformación sísmica queda determinada por la capacidad de rotación de las uniones en el rango postelástico que se desarrolla después de que se ha alcanzado la resistencia máxima en una sección determinada.

Estos marcos generan grandes ventajas gracias a su comportamiento dúctil, permitiendo una mayor disipación de energía. La norma “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” (AISC 341, 2016) clasifica estos marcos en:

- **Marcos a momento ordinarios (OMF):** Marcos que desarrollan una cantidad mínima de deformación inelástica en sus miembros y conexiones al ser sometidos a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño.
- **Marcos a momento intermedios (IMF):** Marcos que desarrollan una capacidad de deformación inelástica limitada a través de la fluencia por flexión de las vigas y columnas, y la fluencia por corte de las zonas de paneles de las columnas.
- **Marcos a momento especiales (SMF):** Marcos que desarrollan una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia por flexión de las vigas y la fluencia limitada de las zonas de paneles de columnas o, cuando se demuestre un rendimiento equivalente del sistema de pórtico resistente a momentos mediante pruebas y análisis de prueba, a través de la fluencia de las conexiones de vigas a columnas. Las columnas se deben diseñar para que sean más resistentes que las vigas.

2.2. Tipos de conexiones a momento

Las conexiones utilizadas en marcos de acero, en general, se clasifican según tres principales características: resistencia, rigidez, y ductilidad (Tamboli, 2010).

De acuerdo a la norma “*Specification for Structural Steel Buildings*”(AISC 360, 2016) las conexiones a momento se clasifican en:

- **Totalmente Restringida o Rígida (FR):** Conexión que transmite el momento entre los miembros, con una rotación relativa despreciable.
- **Parcialmente Restringida o Semi - Rígida (PR):** Conexión que transmite momento entre los miembros, pero su rotación relativa no es despreciable.

En la Figura 2.1 se presenta la clasificación antes descrita con respecto a la respuesta Momento - Rotación.

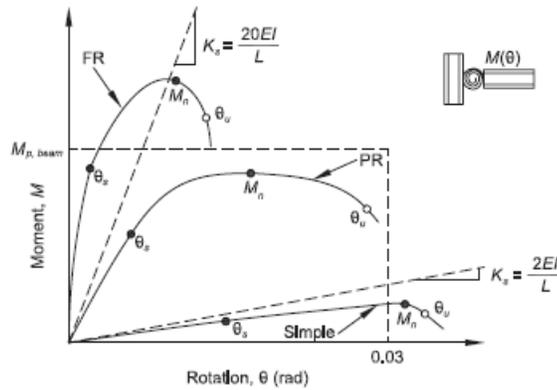


Figura 2.1: Clasificación Conexión.
(Fuente: AISC 360-16)

2.3. Conexión Column - Tree

La conexión “Column-Tree” o conexión árbol, consiste en un segmento de viga soldado a maestranza a la cara de la columna, a la cual se conecta una viga de enlace mediante placas de empalme y pernos de alta resistencia en el alma y ala. En la Figura 2.2 se presenta la conexión mencionada.

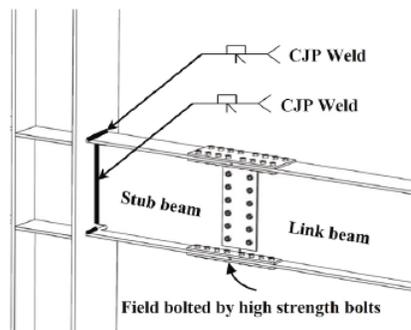


Figura 2.2: Conexión Column-Tree.
(Fuente: Behnam Karami et al. (2022))

Esta unión se ha utilizado con frecuencia en marcos resistentes a momento de acero dado que proporciona ventajas tanto económicas como constructivas al realizar su proceso de soldadura en taller. Sin embargo, no se han realizado estudios en detalles sobre el diseño y la ductilidad de esta conexión.

2.4. Antecedentes de Estudio

En la siguiente sección se presenta una revisión bibliográfica con diferentes estudios enfocados en la conexión a estudiar, los cuales tienen por objetivo ayudar a entender y ser una guía para la investigación a desarrollar.

2.4.1. Behnam Karami et al (2022)

Esta investigación tuvo como propósito estudiar los efectos de la ubicación del empalme, el método de diseño y su comportamiento cíclico.

Los métodos de diseño utilizados son:

- **Juntas de deslizamiento crítico:** Este método de diseño se basa en que la resistencia al momento del empalme debe ser igual o mayor que la capacidad de momento plástico de la viga corta.
- **Juntas pretensadas:** Este método de diseño es similar al anterior pero el número de pernos se calcula en base a las conexiones tipo rodamiento y juntas pretensadas.
- **Empalme debilitado:** Este método se basa en que la capacidad de momento plástico del empalme se debe restringir de tal manera que cuando la demanda de momento de las placas de empalme del ala alcance la capacidad de momento plástico asociado, el momento de la viga corta no exceda la capacidad de momento plástico de la viga corta.

Para estudiar el efecto de la ubicación del empalme, se modelaron 3 especímenes con juntas de deslizamiento crítico variando la ubicación de este, 400, 800 y 1200 mm respectivamente medido desde el centro del alma de la columna.

Con el fin de estudiar el efecto del método de diseño, se diseñaron 3 especímenes con cada uno de los métodos mencionados anteriormente.

El modelo numérico se valida en función de los resultados obtenidos en las pruebas experimentales realizadas en la investigación de Oh et al(2014)[11], obteniendo resultados similares.

Respecto a los resultados obtenidos se puede mencionar que:

- La precalificación de la conexión depende de la longitud de la viga corta y del método de diseño.

- La configuración del empalme influye en el comportamiento monótono y cíclico, la resistencia, la pérdida de tensión previa de los pernos, la rigidez, la tendencia a la fractura, la ductilidad y las características de disipación de energía de la conexión.
- En base a la resistencia a momento y la rigidez rotacional del empalme, la conexión se clasifica como una conexión rígida o semi-rígida.

2.4.2. Cüneyt Vatansever y Kutay Kutsal (2018)

Este estudio tuvo como objetivo evaluar el comportamiento de una conexión a momento tipo Column-Tree en un marco de acero bajo una carga cíclica.

Esta investigación se basó en analizar 3 casos distintos, empalme ubicado dentro de la zona de formación de la rótula plástica, empalme ubicado fuera de la zona de formación rótula plástica y una configuración sin empalme.

La metodología utilizada para evaluar el desempeño de la conexión fue la siguiente:

1. Diseño de modelos de conexión cumpliendo lo establecido por las normas AISC.
2. Análisis de elementos finitos.
3. Análisis de resultados.

Este estudio incluyó en su análisis parámetros de índice de respuesta, índice de ruptura (RI) y el parámetro de demanda de deformación plástica local (PEEQ), el cual se define como la relación entre la deformación plástica equivalente y la deformación unitaria.

Respecto a los resultados obtenidos se puede mencionar que:

- Los 3 especímenes exhibieron un excelente desempeño cíclico, que excedió el momento máximo de resistencia a flexión de 0.8Mp en la cara de la columna en el ángulo de deriva del piso 0.4 rad.
- El espécimen con empalme ubicado dentro de la zona protegida, debido a la pérdida de pretensión de pernos, se excede la fuerza de fricción en las superficies de contacto, lo que resulta en un deslizamiento relativo.
- La posibilidad de formación de grietas alrededor de los orificios para los pernos más cercano a la cara de la columna es mayor para la conexión ubicada dentro de la zona protegida.

2.4.3. Keunyeong Oh et al (2015)

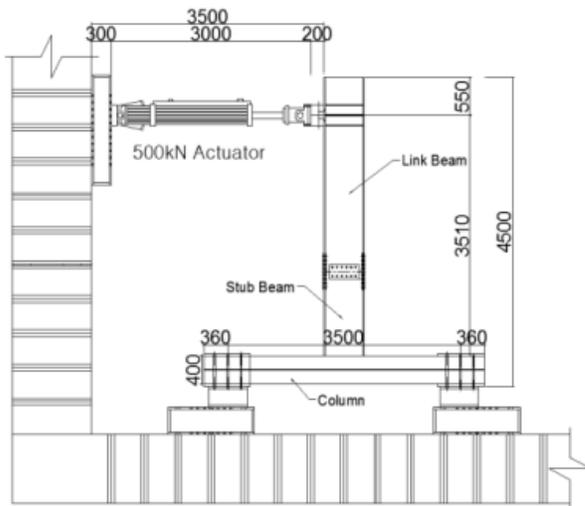
Este estudio tuvo como objetivo evaluar el desempeño sísmico de conexiones a momento tipo Column - Tree conectadas al eje débil de la columna. En este artículo se evaluaron experimentalmente empalmes diseñados bajo un concepto de diseño semi-rígido.

El diseño semi-rígido se basa en reducir el área de la sección transversal de las placas de empalme, con el propósito de imponer la formación de la rótula plástica en la conexión.

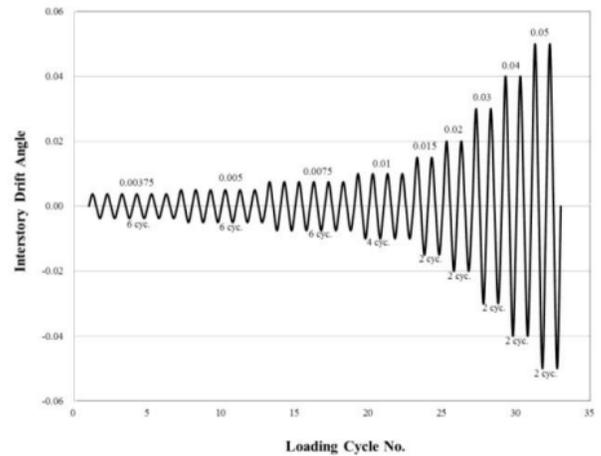
Los especímenes con diseño semi-rígido ubicaron el empalme a 600 mm y 900 mm, respectivamente. Para poder comparar estos especímenes, se diseñó una tercera configuración, llamada muestra base, donde su diseño se basó en las conexiones de eje débil pre terremoto de Northridge.

El ensayo experimental se muestra en la Figura 2.3.a, este consistió en una viga en voladizo conectada al alma de la columna, está se fija al piso del laboratorio y en el extremo de la viga se conecta al actuador. Se instaló un soporte lateral y se proporcionó estabilidad fuera del plano para evitar la torsión de la viga.

A cada espécimen se le aplicó el protocolo de carga de acuerdo a los requisitos prescritos en la norma AISC 341-10. El protocolo de carga se muestra en la Figura 2.3.b.



(a) Ensayo Experimental
(Fuente: Oh et al 2015)



(b) Protocolo de Carga
(Fuente: Oh et al 2015)

Respecto a los resultados obtenidos se puede mencionar que:

- Los especímenes con diseño semi-rígido desarrollaron un comportamiento dúctil sin fractura frágil hasta una relación de deriva de piso de 0.05 rad y el espécimen base soporte solo hasta una deriva de piso de 0.04 rad.
- La reducción de área de la sección bruta de las placas de empalme no tiene gran influencia en la rigidez inicial, la retención de rigidez o la resistencia máxima.
- La reducción del área de la sección transversal de las placas de empalme de ala podría

aprovechar al máximo la ductilidad del acero y, por lo tanto, hacer posible una mayor capacidad de rotación plástica de la viga de enlace.

2.4.4. Keunyeong Oh et al (2014)

Este estudio tuvo como objetivo evaluar el comportamiento sísmico experimental de una conexión a momento tipo Column-Tree con empalme debilitado.

Se aplicaron ensayos cíclicos a dos especímenes con empalme debilitado y un espécimen con diseño de resistencia total para verificar su comportamiento elástico y modos de falla.

El autor señala que el diseño de resistencia total significa que el empalme es más fuerte que las vigas conectadas. Por otro lado, el empalme de viga se ubica a cierta distancia de la cara de la columna, por lo cual, la capacidad de momento plástico del empalme no necesita ser mayor que la capacidad de momento plástico de la viga, implicando que los empalmes podrían debilitarse adecuadamente. Lo anterior señala que la conexión puede utilizar las deformaciones inelásticas estables de los empalmes para proporcionar disipación de energía. Estas deformaciones inelásticas incluyen el deslizamiento de pernos y la fluencia de las placas de empalme.

El protocolo de carga implementado corresponde al establecido en la norma AISC 341-10.

Respectos a los resultados obtenidos se puede mencionar que:

- Los 3 especímenes exhibieron un excelente desempeño cíclico, logrando con éxito una relación de deriva de piso de 5 % rad.
- El modo de falla fue el pandeo local de las alas de la viga, permitiendo la formación de rótula plástica en esta zona.
- Respecto a los especímenes con empalme debilitado, su capacidad a momento no disminuyó, aunque el empalme de las vigas se debilitaron.
- La capacidad de disipación de energía de deformación tuvo mejor comportamiento en los especímenes con empalme debilitado.

Capítulo 3

Metodología de Diseño

En la siguiente sección se explica la metodología de diseño utilizada bajo las normativas AISC-2016 ([1], [2] y [3]).

3.1. Filosofía de Diseño

El objetivo del diseño es seleccionar una configuración cuya capacidad resistente y de deformación sea mayor a la demanda que puede producir un sismo de gran magnitud. Dado lo anterior, la estructura debe presentar la suficiente resistencia y a la vez, garantizar una capacidad de deformación que de lugar a un nivel de daño controlado, permitiendo la disipación de energía en forma dúctil. El mecanismo esperado de disipación de energía en marcos de acero a momento especiales (SMF), es la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, permitiendo la disipación de energía rotacional de las uniones vigas-columnas. Para asegurar lo mencionado, se requiere que el diseño asegure una capacidad de rotación suficiente de las vigas y que las columnas tengan una resistencia suficiente que garantice la plastificación de las vigas, sin que ocurran rótulas plásticas en las columnas.

La normativa AISC establece los requerimientos generales y específicos que deben satisfacer las estructuras de acero, estas se presentan a continuación.

3.2. Diseño Columna Fuerte - Viga Débil

Con la finalidad de prevenir la plastificación de la columna y el colapso del piso, la ubicación de la rótula plástica debe estar por lo menos a una distancia igual a la altura de la viga medida desde el eje de la columna, En la Figura 3.1 se presenta lo mencionado, donde “Sh” es la ubicación de la rótula plástica.

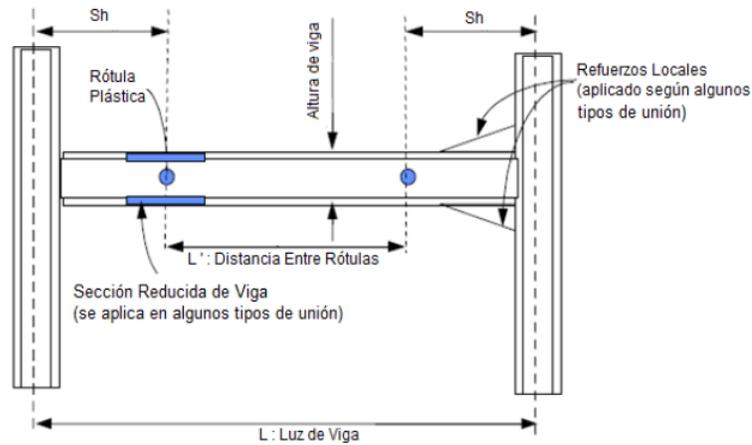


Figura 3.1: Ubicación rótula plástica.
(Fuente: Aguirre C. y Carvajal J. (2005))

3.3. Momento Máximo Probable en la ubicación de la Rótula Plástica

De acuerdo a la norma AISC 358-16 el momento máximo probable en la rótula plástica se determina como:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (3.1)$$

Donde:

R_y : Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo F_y , como se especifica en la AISC *Seismic Provisions*.

Z_e : Módulo plástico efectivo en la sección donde se forma la rótula plástica. (mm^3)

C_{pr} : Factor para tener en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluido el endurecimiento por deformación, restricción local, refuerzo adicional y otras condiciones de conexión. A menos que se indique lo contrario en la norma AISC 358-16, el valor de C_{pr} será:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (3.2)$$

Donde:

F_y : Resistencia mínima de fluencia. (MPa)

F_u : Resistencia mínima de ruptura. (MPa)

3.4. Corte Máximo en la ubicación de la Rótula Plástica

De acuerdo a la norma AISC 358-16 el corte máximo en la ubicación de la rótula plástica se define como:

$$V_h = 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} + V_g \quad (3.3)$$

Donde:

M_{pr} : Momento máximo probable en la ubicación de la rótula plástica. ($N \cdot mm$)

V_g : Corte asociado a las cargas gravitacionales. (N)

L_h : Distancia entre las rótulas plásticas. (m)

3.5. Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

De acuerdo a la norma AISC 341-16, la suma de los momentos proyectados en la columna debe ser mayor a la suma de los momentos proyectados en la viga, por lo tanto, se debe cumplir que:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (3.4)$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$: Suma de momentos en la columna sobre y bajo la unión, se calcula como la proyección de la resistencia nominal a flexión de la columna reducida por la carga axial. ($N \cdot mm$). Este se determina como:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s P_r}{A_g} \right) \quad (3.5)$$

$\sum M_{pb}^*$: Suma de momentos en la viga en la intersección de los ejes de las vigas y columnas, se calcula como la suma de las resistencia a flexión esperadas de las vigas en la ubicación de la rótula plástica. ($N \cdot mm$). Este se determina como:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (3.6)$$

Donde:

A_g : Área gruesa de la columna. (mm^2)

F_{yb} : Resistencia mínima de fluencia de la viga. (MPa)

F_{yc} : Resistencia mínima de fluencia de la columna. (MPa)

M_{pr} : Momento máximo probable en la ubicación de la rótula plástica. ($N \cdot mm$)

M_v : Momento adicional debido a la amplificación del cortante desde la ubicación de la rótula plástica hasta la línea central de la columna según las combinaciones de carga LRFD o ASD. ($N \cdot mm$)

P_r : Resistencia axial de compresión requerida de acuerdo a la sección D1.4A. (N)

Z_c : Módulo de la sección plástica de la columna con respecto al eje de pandeo. (mm^3)

α_s : Factor de ajuste a nivel de fuerza, LRFD = 1 y ASD = 1.5.

3.6. Arriostramientos de Estabilidad de Vigas

Las vigas deben estar arriostradas para satisfacer los requisitos para miembros altamente dúctiles en la Sección D1.2b de la norma AISC 341-16.

El arriostramiento de vigas debe cumplir con los requisitos del Apéndice 6 de la Especificación para arriostramiento lateral o torsional de vigas, donde C_d es 1.0 y la resistencia a la flexión requerida del miembro debe ser:

$$M_r = R_y F_y Z / \alpha_s \quad (3.7)$$

Donde:

R_y : Relación entre la resistencia de fluencia esperada y la resistencia de fluencia mínima.

F_y : Resistencia de fluencia mínima. (MPa)

Z : Módulo de la sección plástica con respecto al eje de pandeo. (mm^3)

α_s : Factor de ajuste a nivel de fuerza, LRFD = 1 y ASD = 1.5.

El espacio máximo de arriostramiento lateral debe ser:

$$L_b = 0.095 r_y E / R_y F_y \quad (3.8)$$

Donde:

r_y : Radio de giro sobre el eje y.(mm)

E : Módulo de elasticidad del acero.(200.000 MPa)

3.7. Requerimientos de Viga y Columna

De acuerdo a la normativa AISC 341-16 sección E3.5, la viga y columna deben cumplir los requerimientos de la sección D1.1 para miembros altamente dúctiles.

1. Relación Ancho - Espesor Ala:

$$\frac{b}{t} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (3.9)$$

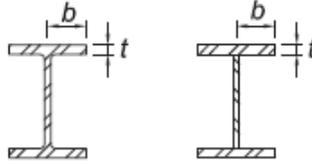


Figura 3.2: Relación Ancho - Espesor Ala.
(Fuente: AISC 341-16)

2. Relación Ancho - Espesor Alma:

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{hd} \quad (3.10)$$

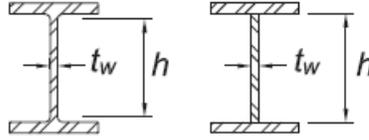


Figura 3.3: Relación Ancho - Espesor Alma.
(Fuente: AISC 341-16)

Donde:

- Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{hd} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (3.11)$$

- Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{hd} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (3.12)$$

Donde:

- Para LRFD:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \quad (3.13)$$

- Para ASD:

$$C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y} \quad (3.14)$$

Donde:

$$P_y = R_y F_y A_g \quad (3.15)$$

3.8. Alas de Viga

Los cambios bruscos en el área del ala de la viga están prohibidos en las zonas de formación de rótula plástica. No se permite perforar orificios en las alas ni recortar el ancho de las alas de las vigas, a menos que las pruebas o la calificación demuestren que la configuración resultante puede desarrollar rótulas plásticas estables para acomodar el ángulo de desplazamiento del piso requerido.

3.9. Zona Protegida

La zona en los extremos de la viga donde existan posibles deformaciones inelásticas se denominará zona protegida y debe cumplir los requisitos de la sección D1.3 de la norma AISC 341-16. La extensión de esta zona será determinada por la norma AISC 358-16.

3.10. Soldadura de Demanda Crítica

Las soldadura de demanda crítica son:

1. Soldadura filete en empalmes de columnas.
2. Soldaduras en las conexiones de la columna con la placa base.
3. Soldaduras de filete de penetración completa de las alas y alma de las vigas a las columnas.

3.11. Zona Panel

La zona panel corresponde a un área del alma de la columna delimitada por la proyección de las alas de la viga y las alas de la columna, en el caso de existir placas de continuidad, estas delimitan la zona.

3.11.1. Resistencia al Corte

La resistencia al corte requerida por la zona panel se determinará a partir de la suma de los momentos en la cara de columna según lo determinado por la proyección de los momentos esperados en los puntos de formación de rótula plástica hasta la cara de la columna.

La resistencia al corte, se debe calcular de acuerdo con el estado límite de fluencia por corte, este se especifica en la sección J10.6 de la norma AISC 360-16.

3.11.2. Espesor Zona Panel

El espesor de la zona panel debe cumplir lo siguiente:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (3.16)$$

Donde:

d_z : $d - 2t_f$, Altura de la viga menos dos veces el espesor del ala. (mm)

t : Espesor del alma de la columna o de una Doubler plate. (mm)

w_z : Ancho de la zona panel entre las alas de la columna. (mm)

3.11.3. Doubler Plates

Las Doubler plates son placas adosadas al alma de la columna, éstas tienen por función agregar resistencia a los esfuerzos de cortes existentes en esta zona.

Estas placas deben cumplir los requisitos estipulados en la norma AISC 341-16, sección E3.6e.3.

3.11.4. Placas de Continuidad

Se dispondrá de placas de continuidad cuando:

- La resistencia requerida en la cara de la columna sea mayor a la resistencia de la columna, esta se determinará de acuerdo a los estados límites locales estipulados en la sección J10 de la norma AISC 360-16.

Además, las placas de continuidad deben satisfacer los requisitos de la sección J10.8 de la norma AISC 360-16 y los requisitos de la sección E3.6f.2. de la norma AISC 341-16.

Para conexiones en las que el ala de la viga está soldada a la cara de la columna, esta debe presentar una resistencia suficiente para resistir una fuerza aplicada consistente con el momento máximo probable en la cara de la columna. (M_f)

Lo anterior se describe por la siguiente ecuación:

$$P_f = \frac{0.85M_f}{\alpha_s d^*} \quad (3.17)$$

Donde:

M_f : Momento máximo probable en la cara de la columna definido por la norma AISC 358-16. ($N \cdot mm$)

P_f : Resistencia requerida en la cara de la columna de acuerdo a los estados límites en la columna. (N)

d^* : Distancia entre los centroides de las alas de la viga. (mm)

- El espesor del ala de la columna es menor al espesor límite. Este se define como:

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{6} \quad (3.18)$$

Donde:

b_{bf} : Ancho de viga. (mm)

t_{lim} : Espesor límite. (mm)

En caso de ser necesaria las placas de continuidad, estas deben satisfacer lo requisitos de la sección E3.6f.2 de la norma AISC 341-16.

3.12. Diseño Conexión Viga - Columna

El diseño de la conexión Viga - Columna se realiza bajo las especificaciones de la norma AISC 358-16 capítulo 8 “*Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) Moment Connection*”.

Este diseño se basa en las rotaciones inelásticas producto de la fluencia de la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La ruptura de la conexión se controla mediante requisitos especiales de detalle asociados a la soldadura que une las alas de la viga y la cara de la columna. En la Figura 3.4 se presenta este tipo de unión.

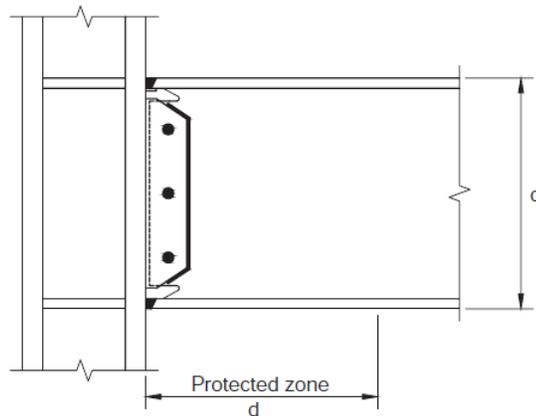


Figura 3.4: WUF-W moment connection.
(Fuente: AISC 358-16.)

3.12.1. Limitaciones Viga

Las vigas deben satisfacer los siguientes requerimientos:

1. Las vigas deben ser perfiles laminados o armados tipo I que cumplan con los requisitos de la norma AISC 358-16 sección 2.3.

2. La altura está limitada a un máximo de W36(W920) para perfiles laminados, así como también para perfiles armados.
3. El peso de la viga está limitado a un máximo de 224 kg/m.
4. El espesor del ala de la viga está limitado a un máximo de 25 mm.
5. La relación luz-altura de la viga está limitado para marcos SMF a 7 o más y para marcos IMF a 5 o más.
6. La relación ancho-espesor para las alas y alma de la viga debe cumplir los requerimientos de la norma AISC 341-16.
7. El arriostramiento lateral de la viga debe cumplir los requisitos de la norma AISC 341-16.
8. La zona protegida corresponde a una parte de la viga entre la cara de la columna y una distancia d medida desde la cara de la columna. (Figura 3.4)

3.12.2. Limitaciones Columna

Las columnas deben satisfacer los siguientes requerimientos:

1. Las columnas deben ser perfiles laminados o armados permitidos en la norma AISC 358-16 sección 2.3.
2. La viga debe conectarse al ala de la columna.
3. La altura de la columna laminada está limitada a un máximo de W36(W920).
4. No hay límite de peso.
5. No hay requerimientos adicionales para el espesor de ala.
6. La relación ancho-espesor para las alas y alma de la columna debe cumplir los requerimientos de la norma AISC 341-16.
7. El arriostramiento lateral de la columna debe cumplir los requisitos de la norma AISC 341-16.

3.12.3. Limitaciones Columna - Viga

La conexión viga-columna debe satisfacer las siguientes limitaciones:

1. La zona panel debe cumplir los requerimientos de la norma AISC 341-16.
2. Para marcos SMF, la relación de momento columna-viga debe cumplir la ecuación (3.4). Para conexiones WUF-W $C_{pr}=1.4$.

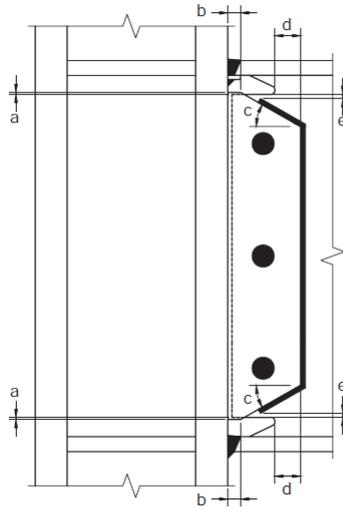


Figura 3.6: Detalles parte superior e inferior placa de corte.
(Fuente: AISC 358-16.)

2. La placa de corte se debe soldar a la cara de la columna. La resistencia al corte de las soldaduras debe ser al menos:

$$h_p t_p (0.6 R_y F_{yp}) \quad (3.19)$$

Donde:

h_p : Largo de la placa de corte. (mm)

t_p : Espesor de la placa de corte. (mm)

3. La placa de corte se debe conectar al alma de la viga con soldaduras de filete. El tamaño mínimo de la soldadura de filete debe ser igual al espesor de la placa menos 2 mm. Las soldaduras de filete deben extenderse a lo menos a lo largo de las partes superior e inferior inclinadas de la placa y a lo largo de su longitud vertical. Las soldaduras de filete en las partes inclinadas superior e inferior de la placa deben terminar al menos 12 mm pero a no más de 25 mm del borde del orificio de acceso.
4. Se permiten pernos de montaje en orificios estándar o en pequeños agujeros horizontales en caso de ser necesario.
5. Entre el alma de la viga y el ala de la columna se utiliza soldadura CJP. Esta se debe disponer a lo largo del alma de la viga entre los orificios de acceso y debe cumplir con los requisitos de soldaduras de demanda crítica de la norma AISC 341-16 y AWS D1.8/D1.8M.

3.13. Diseño Empalme Viga - Viga

El diseño de esta conexión se basa en un diseño por capacidad, esta unión debe resistir el momento proyectado a la ubicación del empalme. En la Figura 3.7 se presenta la proyección del momento a lo largo de la luz de la viga.

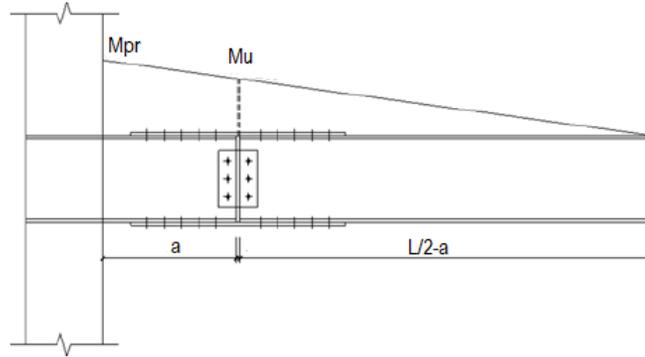


Figura 3.7: Proyección de Momento Solicitante en la Ubicación del Empalme.

La ecuación 3.20 describe el momento solicitante en la ubicación del empalme:

$$M_u = \frac{M_{pr}}{L - \frac{h_c}{2}} \cdot (a - L) \quad (3.20)$$

Donde:

M_u : Momento solicitante en ubicación del empalme. (Nmm)

M_{pr} : Momento máximo probable. (Nmm)

L : Luz media de la viga. (m)

h_c : Altura de la columna. (mm)

a : Ubicación del empalme medido desde el ala de la columna. (m)

El esfuerzo de corte solicitante V_u es igual al corte máximo en la ubicación de la rótula plástica. Este se determina por la ecuación 3.3.

El diseño del empalme se divide en dos partes, diseño de empalmes ala y diseño de empalmes alma.

3.13.1. Diseño Empalmes Ala

En la siguiente sección se presenta el esfuerzo de diseño, diámetro de pernos y los estados límites que se deben verificar.

3.13.1.1. Esfuerzo de diseño

El esfuerzo de diseño de las placas y pernos del ala se define como:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{h_b + t_{fp}} \quad (3.21)$$

Donde:

M_u : Momento solicitante. ($N \cdot mm$)

h_b : Altura de viga. (mm)

t_{fp} : Espesor placa de empalme. (mm)

3.13.1.2. Diámetro de Pernos

De acuerdo a la norma AISC 360-16 sección J3.6 , el diámetro mínimo requerido (db_{req}) se calcula como:

$$db_{req} = \sqrt{\frac{4P_{uf}}{\phi_n \pi n p c F_v}} \quad (3.22)$$

Donde:

ϕ_n : 0.75 (LRFD)

npc : Número de planos de corte en el ala.

F_v : Resistencia nominal a corte para el perno. (MPa)

3.13.1.3. Estados Límites

Los estados límites que se deben verificar son los siguientes:

1. Reducción de sección por perforaciones en el ala traccionada.

De acuerdo a la norma AISC 360-16 sección F13.1 se debe verificar:

- Si $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$, No hay fractura.
- Si $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$, la resistencia nominal a flexión en la zona perforada no debe exceder:

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} \cdot S_x \quad (3.23)$$

Donde:

A_{fg} : Área gruesa ala traccionada. (mm^2)

A_{fn} : Área neta ala traccionada. (mm^2)

F_u : Resistencia de rotura. (MPa)

S_x : Módulo de sección elástica mínimo tomado sobre el eje x. (mm^3)

Y_t : 1.0 para $F_y/F_u \leq 0.8$ o 1.1 en otro caso.

2. Resistencia al aplastamiento y desgarro en los orificios de los pernos.

De acuerdo a la norma AISC 360-16 sección J3.10, se debe verificar:

- **Resistencia al aplastamiento**

Cuando la deformación en el orificio del perno con la carga de servicio es una consideración de diseño, la resistencia al aplastamiento se define como:

$$R_n = 2.4dtF_u \quad (3.24)$$

- **Resistencia al desgarro**

Cuando la deformación en el orificio del perno con la carga de servicio es una consideración de diseño, la resistencia al desgarro se define como:

$$R_n = 1.2l_{ct}tF_u \quad (3.25)$$

Donde:

d : Diámetro nominal del perno. (mm)

t : Espesor placa de empalme. (mm)

l_c : Distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del orificio y el borde del orificio adyacente o el borde del material. (mm)

Se debe verificar para las placas de empalme y las alas de la viga.

3. Resistencia a la tracción

De acuerdo a la norma AISC 360-16 sección J4.1, se debe verificar:

- Fluencia en tracción:

$$R_n = F_y A_g \quad (3.26)$$

- Rotura en tracción:

$$R_n = F_u A_e \quad (3.27)$$

Donde:

A_g : Área gruesa. (mm^2)

A_e : Área neta efectiva. (mm^2)

4. Resistencia por bloque de corte

De acuerdo a la norma AISC 360-16 sección J4.3, la resistencia por bloque de corte queda definida como:

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (3.28)$$

Donde:

A_{nv} : Área neta de corte. (mm^2)

A_{nt} : Área neta de tracción. (mm^2)

A_{gv} : Área gruesa de corte. (mm^2)

U_{bs} : 1 si el esfuerzo de tracción es uniforme. 0.5 si el esfuerzo de tracción no es uniforme.

Se debe verificar para las placas de empalme y las alas de la viga.

3.13.2. Diseño Empalmes Alma

En la siguiente sección se presenta el esfuerzo de diseño, diámetro de pernos y los estados límites que se deben verificar.

3.13.2.1. Esfuerzo de diseño

El esfuerzo de diseño, es el corte excéntrico presente en la conexión, se define como:

$$V_i = \sqrt{V_{ix}^2 + V_{iy}^2} \quad (3.29)$$

Donde:

V_{ix} : Fuerza cortante horizontal en el perno más alejado. (kN)

V_{iy} : Fuerza cortante vertical en el perno más alejado. (kN)

3.13.2.2. Diámetro de Perno

De acuerdo a la norma AISC 360-16 sección J3.6 , el diámetro mínimo requerido (db_{req}) se calcula como:

$$db_{req} = \sqrt{\frac{4V_i}{\pi nwpF_v}} \quad (3.30)$$

Donde:

nwp : Número de placas en el alma.

F_v : Resistencia nominal a corte para el perno. (MPa)

3.13.2.3. Estados límites

Los estados límites que se deben verificar son los siguientes:

1. Resistencia al aplastamiento en los orificios de los pernos

De acuerdo a la norma AISC 360-16 sección J3.10, se debe verificar:

• Resistencia al aplastamiento

Cuando la deformación en el orificio del perno con la carga de servicio es una consideración de diseño, la resistencia al aplastamiento se define como:

$$R_n = 2.4dtF_u \quad (3.31)$$

Donde:

d : Diámetro nominal del perno. (mm)

t : Espesor placa de empalme. (mm)

Se debe verificar para las placas de empalme y las almas de la viga.

2. Resistencia al corte

De acuerdo a la norma AISC 360-16 sección J4.2, se debe verificar:

- Fluencia por corte:

$$R_n = 0.6F_yA_{gv} \quad (3.32)$$

- Rotura por corte:

$$R_n = 0.6F_uA_{nv} \quad (3.33)$$

Donde:

A_{gv} : Área gruesa sujeta a corte. (mm^2)

A_{nv} : Área neta sujeta a corte. (mm^2)

3. Resistencia por bloque de corte

De acuerdo a la norma AISC 360-16 sección J4.3, la resistencia por bloque de corte queda definida como:

$$R_n = 0.6F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0.6F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} \quad (3.34)$$

Donde:

A_{nv} : Área neta de corte. (mm^2)

A_{nt} : Área neta de tracción. (mm^2)

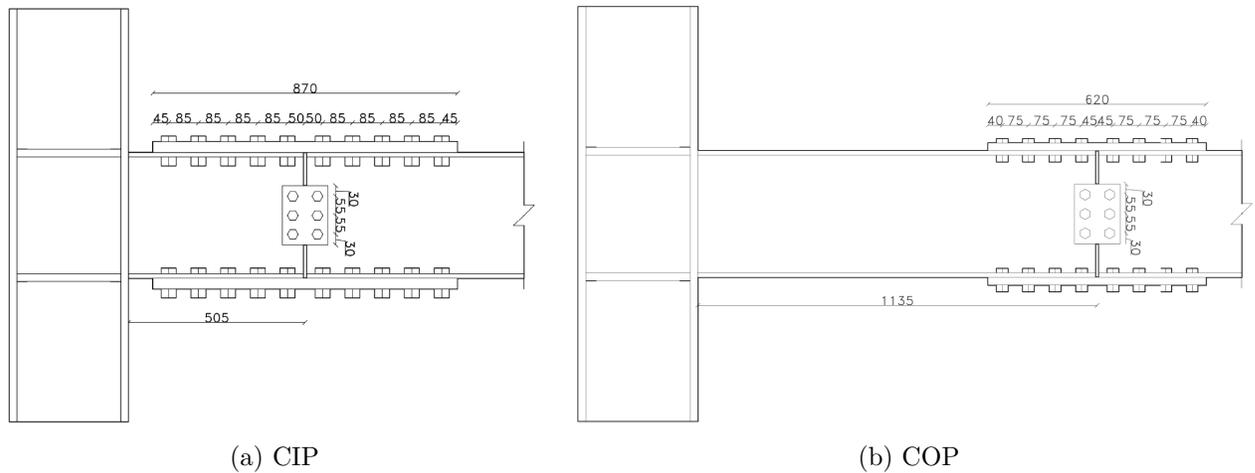
A_{gv} : Área gruesa de corte. (mm^2)

U_{bs} : 1 si el esfuerzo de tracción es uniforme. 0.5 si el esfuerzo de tracción no es uniforme.

Capítulo 4

Diseño de los Modelos de Conexión

Para estudiar los efectos del diseño de empalme fuerte y la ubicación de este, se diseñaron dos modelos de conexión mostrados en las Figuras 4.1.a y 4.1.b. Un modelo ubicando el empalme dentro de la zona esperada de formación de rótula plástica (CIP) y otro fuera de esta zona (COP).



Los perfiles de columna y viga utilizados fueron HE340B y IPE360 respectivamente. Estos perfiles se obtuvieron del edificio tipo de oficinas ubicado en la comuna de Las Condes, diseñado en el trabajo de título de Pizarro (2018) [13]. En la tabla 4.1 se presentan los tipos de acero, propiedades básicas y módulo elástico de cada elemento.

Tabla 4.1: Elementos Conexión Column-Tree.

Elemento	Acero	F_y [MPa]	F_u [MPa]	Módulo Elástico [MPa]
HE 340B (Columna)	A36	250	400	200000
IPE 360 (Viga)	A36	250	400	200000
Placas empalme	A572 Gr. 50	344.7	448.2	200000
Pernos	A325	634.3	827.4	200000

Se utilizaron pernos de alta resistencia A325 como lo establece la norma AISC 360-16. Para el modelo CIP, ubicado dentro de la zona esperada de formación de la rótula plástica a 505 mm desde la cara de la columna, se utilizaron veinte pernos de 1" por placa de empalme de ala. Mientras tanto, para el modelo COP, se redujeron la cantidad de pernos y el espesor de las placas de empalme de ala, puesto que el empalme se ubica a 1135 mm desde la cara de la columna, por lo tanto, se utilizaron dieciséis pernos de 3/4" por placa de empalme de ala. Respecto al empalme de alma, se utilizaron seis pernos de 5/8" para ambos modelos. En la tabla 4.2 se muestra el detalle de los empalmes para cada modelo.

Tabla 4.2: Modelos Conexión Column-Tree.

Modelo	Distancia de empalme desde cara de la columna [mm]	Placas de empalme ala		Placas de empalme alma	
		Dimensiones [mm]	Pernos	Dimensiones [mm]	Pernos
CIP	505	870x170x31	40	170x130x6	6
COP	1135	620x170x22	32	170x130x6	6

Con el fin de asegurar una condición de alta ductilidad, la viga debe cumplir con lo estipulado en la norma AISC 341-16. En la tabla 4.3 se presenta la relación ancho-espesor de los perfiles utilizados en la columna y en la viga, en donde ambos cumplieron con este requisito.

Tabla 4.3: Relación Ancho - Espesor de Columna y Viga.

Perfil	b [mm]	t_f [mm]	b/t_f	Limite	h [mm]	t_w [mm]	h/t_w	Límite
HE 340B (Columna)	300	21.5	6.98	7.39	340	12	24.75	59.35
IPE 360 (Viga)	170	12.7	6.69		360	8	41.83	

Dado que el espesor de la zona panel no fue lo suficiente grueso para resistir las fuerzas de corte, se deben utilizar "Doubler Plates". En la Figura 4.1 se presenta el dimensionamiento de estas.

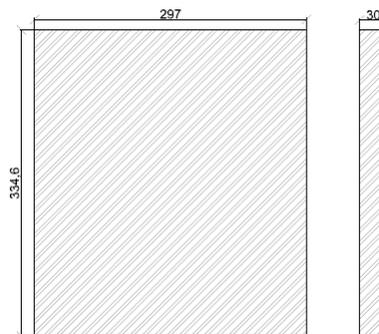


Figura 4.1: Detalle Doubler Plate.

Al ser la resistencia requerida en la cara de la columna mayor a la resistencia de la columna, se deben utilizar placas de continuidad. En la Figura 4.2 se presentan las dimensiones de estas.

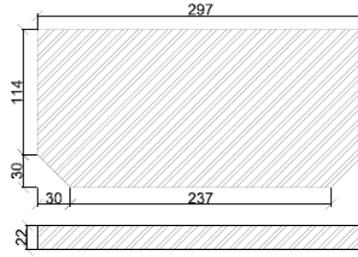


Figura 4.2: Detalle Placa de Continuidad.

Se cumplieron los requisitos de pórticos especiales resistente a momento según la norma AISC 341-16. Se cumplió la condición de columna fuerte-viga débil para evitar el colapso del piso.

En el anexo se muestra la memoria de cálculo de los dos modelos diseñados.

Capítulo 5

Modelamiento Elementos Finitos

En esta investigación se utiliza el software de elementos finitos ANSYS Workbench 2020 R2 para modelar y analizar los dos especímenes diseñados. El software tiene la capacidad de tener en cuenta las no linealidades del material y geométricas, interacciones de los contactos y las cargas de los pernos.

El procedimiento de modelación se muestra en las siguientes secciones.

5.1. Geometría

Se modela una subestructura compuesta por la altura media de las columnas de cada piso y la mitad de la luz de la viga. En la Figura 5.1 se presenta una imagen representativa de la subestructura.

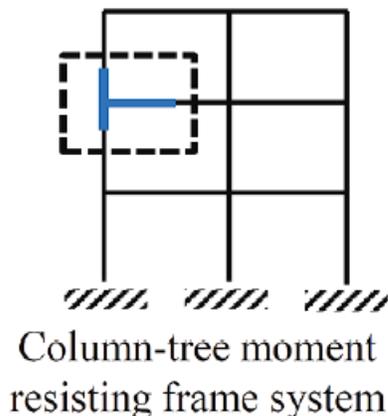


Figura 5.1: Subestructura Viga - Columna.
(Fuente: Behnam Karami et al (2022))

En el modelo no se considera la soldadura ubicada en la unión viga - columna, ya que el desempeño de esta se encuentra fuera del alcance de esta investigación.

Los pernos se modelan en forma de mancuernas (Figura 5.2), esto se realiza para reducir el costo computacional. Este método se ha realizado en otras investigaciones, como en D’Aniello M. et al. [7] y Tartaglia R. et al [16]. La modelación del perno se divide en 3 partes, cabeza, vástago y tuerca.

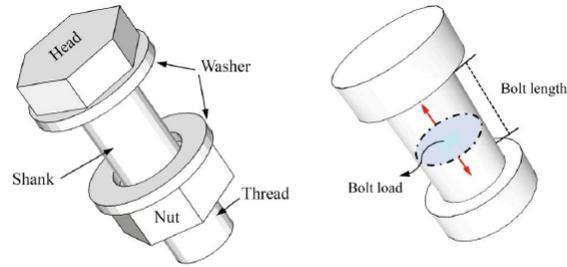


Figura 5.2: Modelación Pernos.
(Fuente: Behnam Karami et al (2022))

El tamaño de los agujeros de las placas de empalme y de las vigas son 2 milímetros más grande que el diámetro del perno, esto se realiza con el fin de capturar el deslizamiento de estos.

El dibujo de los especímenes se realizan en el software AutoCAD 2022, en la tabla 5.1 se presenta la cantidad de elementos sólidos generados por espécimen.

Tabla 5.1: Cantidad Elementos Sólidos

Elemento	Cantidad	
	CIP	COP
Columna	1	1
Stub beam	1	1
Viga enlace	1	1
Placa continuidad	4	4
Doubler plate	2	2
Placa empalme ala	2	2
Placa empalme alma	2	2
Cabeza ala	32	40
Cabeza alma	6	6
Vástago ala	32	40
Vástago alma	6	6
Tuercas	38	46
Total elementos	127	151

En las Figuras 5.3 y 5.4 se presentan las geometrías utilizadas.

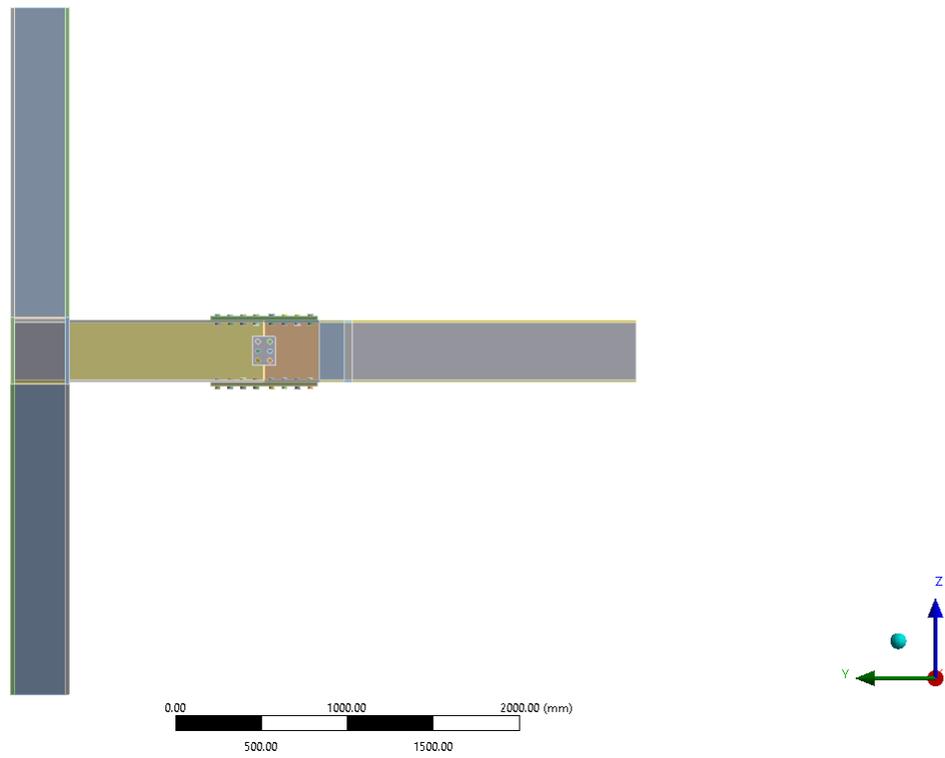


Figura 5.3: Espécimen COP

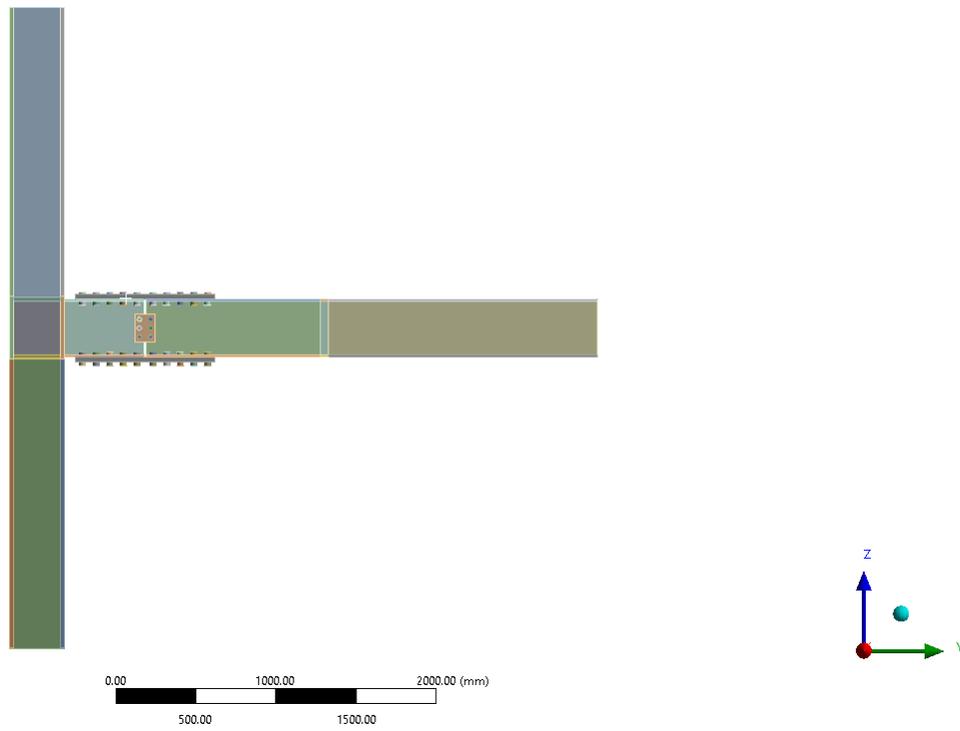


Figura 5.4: Espécimen CIP

5.2. Materiales

Para representar las características elásticas del acero estructural, se utilizó el valor del módulo elástico igual a 200000 MPa y la relación de Poisson igual a 0.3.

Con el fin de tener en cuenta las no linealidades geométricas y del material, se utiliza en los modelos endurecimiento isotrópico bilineal del acero. Este comportamiento se describe mediante una curva bilineal de tensión efectiva versus deformación efectiva.

La pendiente inicial de la curva es el módulo elástico del material. Más allá del límite elástico inicial especificado por el usuario, se desarrolla una deformación plástica y, la tensión frente a la deformación total continúa a lo largo de una línea con una pendiente igual al módulo tangente.

En el espacio de tensión efectiva frente a deformación plástica efectiva, el endurecimiento isotrópico bilineal se describe mediante una línea que inicialmente intersecta el eje de tensión y continúa con la pendiente del módulo tangente plástico definido por el usuario. El módulo tangente plástico no puede ser menor que cero. El módulo tangente y el módulo tangente plástico están relacionados por la siguiente ecuación:

$$E_p = \frac{E E_t}{E - E_t} \quad (5.1)$$

En la Figura 5.5 se presenta el comportamiento del endurecimiento isotrópico bilineal.

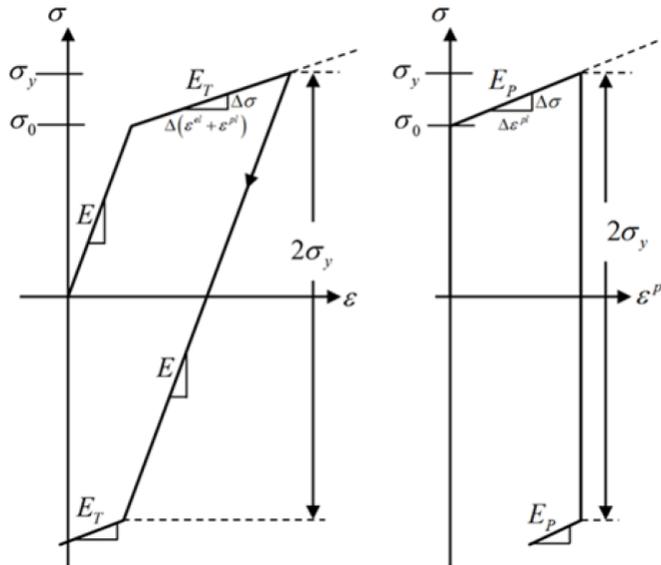


Figura 5.5: (a) Stress-Strain Total (b) Stress-Plastic Strain
(Fuente: ANSYS Mechanical APDL Material Reference.)

Al utilizar este comportamiento del acero, se debe ingresar la tensión de fluencia (σ_0)

y el módulo tangente plástico (E_p). Estos valores se obtienen a partir de ensayos tensión-deformación ($\sigma - \varepsilon$). Los valores obtenidos se deben transformar a valores reales con el fin de poder representar de mejor manera el efecto de la plasticidad.

Para realizar la conversión se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{real} = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{real} = \ln(1 + \varepsilon) \quad (5.3)$$

Donde:

ε : Deformación unitaria ingenieril.

5.2.1. A36

Para el acero A36, se utilizan los valores obtenidos por Salas (2016)[14]. En la tabla 5.2, se presentan los valores ingenieriles y los valores reales.

Tabla 5.2: Valores Ingeniería y Valores Reales Acero A36-

Valores Ingeniería		Valores Reales	
ε [mm/mm]	σ [MPa]	ε [mm/mm]	σ [MPa]
0	0	0	0
0.00147	293.88	0.00146	294.31
0.27915	444.47	0.2462	568.54

En la tabla 5.3, se muestran los datos que se ingresan a ANSYS, tensión de fluencia y módulo tangente plástico.

Tabla 5.3: Valores Modelo ANSYS.

σ_0	E_p
568.5	1126.8

5.2.2. A572 Gr. 50

Para el acero A572 Gr. 50, se utilizan los valores obtenidos por Gacitúa (2014)[8]. En la tabla 5.4, se presentan los valores ingenieriles y los valores reales.

Tabla 5.4: Valores Ingeniería y Valores Reales Acero A572 Gr. 50.

Valores Ingeniería		Valores Reales	
ε [mm/mm]	σ [MPa]	ε [mm/mm]	σ [MPa]
0	0	0	0
0.00205	410	0.00205	410.84
0.29311	561	0.25705	725.43

En la tabla 5.5, se muestran los datos que se ingresan a ANSYS, tensión de fluencia y módulo tangente plástico.

Tabla 5.5: Valores Modelo ANSYS.

σ_0	E_p
725.4	1241.3

5.2.3. A325

Para el acero A325, se utilizan los valores obtenidos por Núñez (2016)[12]. En la tabla 5.6, se presentan los valores ingenieriles y los valores reales.

Tabla 5.6: Valores Ingeniería y Valores Reales Acero A325.

Valores Ingeniería		Valores Reales	
ε [mm/mm]	σ [MPa]	ε [mm/mm]	σ [MPa]
0	0	0	0
0.003	632.5	0.003	634.39
0.14	843.33	0.13103	961.4

En la tabla 5.7, se muestran los datos que se ingresan a ANSYS, tensión de fluencia y módulo tangente plástico.

Tabla 5.7: Valores Modelo ANSYS.

σ_0	E_p
961.4	2585.4

5.3. Contactos

La interacción entre los contactos se clasifican principalmente según el tipo de desplazamiento relativo que permiten entre componentes, es decir, hay modelos de contactos que no permiten desplazamientos relativos normales ni tangenciales, generando una condición de unión rígida y otros que permiten desplazamientos normales, transmitiendo cargas de compresión, pero que no transmiten tracción y algunos que tangencialmente pueden transmitir

fuerzas cortantes producto del roce entre las superficies.

El software ANSYS Workbench tiene por defecto definido 5 tipos de contactos, 2 contactos lineales y 3 contactos no lineales, los contactos lineales son:

- **Bonded:** No permite penetración profunda, separación ni deslizamiento.
- **No Separation:** No permite penetración profunda ni separación, pero puede existir deslizamiento tangencial entre las superficies en contacto.

Por otro lado, los contactos no lineales son:

- **Frictionless:** No permite la penetración entre superficies, pero los cuerpos se pueden deslizar y separar sin resistencia.
- **Rough:** Permite la separación pero no el deslizamiento.
- **Frictional:** Permite el deslizamiento con resistencia proporcional a un coeficiente de fricción y separación sin resistencia.

La determinación de los contactos entre superficies es importante para simular el comportamiento real de la estructura. En la tabla 5.8 se presenta el tipo y función de cada par de contacto.

Tabla 5.8: Tipo y número de pares de contacto

Contact Bodies	Target Bodies	Tipo de contacto	Número pares de contacto	
			CIP	COP
Placas empalme ala	Stub beam y viga enlace	Frictional ($\mu=0.2$)	2	2
Placas empalme alma	Stub beam y viga enlace	Frictional ($\mu=0.2$)	2	2
Cabeza perno ala	Placa ala	Frictional ($\mu=0.2$)	32	40
Cabeza perno alma	Placa alma	Frictional ($\mu=0.2$)	6	6
Vástago	Orificio perno	Frictionless	38	46
Tuerca perno ala	Stub beam y viga enlace	Frictional ($\mu=0.2$)	32	40
Tuerca perno alma	Stub beam y viga enlace	Frictional ($\mu=0.2$)	6	6
Total contactos			118	142

Por temas de convergencia se utiliza coeficiente de fricción entre superficies $\mu=0.2$, tener en cuenta que según Shi et al.[15] señala que el coeficiente de fricción entre la cabeza del perno y las placas de empalme es igual a $\mu=0.265$.

5.4. Mallado

La conexión típica a estudiar se presenta en la Figura 5.7. Todos los elementos exhibidos en la tabla 5.1 se modelaron como elementos SOLID186, este es un elemento sólido tridimensional de 20 nodos de orden superior que exhibe un comportamiento de desplazamiento

cuadrático. El elemento está definido por 20 nodos que tienen tres grados de libertad por nodo: traslaciones en las direcciones nodales X, Y y Z. El elemento admite capacidades de plasticidad, hiperelasticidad, fluencia, rigidez por tensión, gran deflexión y gran deformación. También tiene capacidad de formulación mixta para simular deformaciones de materiales elastoplásticos casi incompresibles y materiales hiperelásticos totalmente incompresibles. En la Fig. 5.6 se presenta el elemento antes descrito y otros tipos de elementos existentes en el programa.

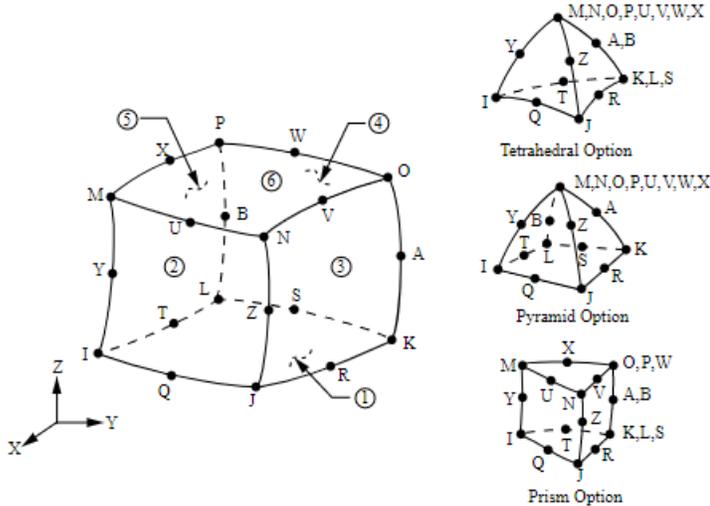


Figura 5.6: Elemento Solid186.
(Fuente: mm.bme.hu)

El tamaño del mallado se basa en el estudio realizado por Behnam Karami et al (2022)[6], este efectúa un análisis de sensibilidad para obtener el tamaño del mallado que más se asemeja a los resultados esperados sin sobrecargar el gasto computacional.

El tamaño y método de mallado de los elementos se muestra en la tabla 5.7.

Tabla 5.9: Tamaño de Elementos y Método de Mallado

Elemento	Tamaño [mm]	Método
Columna Extremo	80	Multizone
Columna Zona Panel	20	Multizone
Viga Corta	20	Multizone
Viga Enlace	20	Multizone
Viga Enlace Extremo	80	Multizone
Placa Empalme	20	Multizone
Cabeza	5	Multizone
Vastago	6	Multizone
Tuerca	5	Multizone
Placa continuidad	30	Multizone
Doubler Plate	40	Multizone

El número de elementos y nodos generados por el tamaño del mallado se muestran en la tabla 5.10.

Tabla 5.10: Elementos y Nodos Mallado

Elementos Sólidos	COP		CIP	
	Nodos	Elementos	Nodos	Elementos
Columna	14140	2052	14140	2052
Stub beam	22004	3419	9445	1400
Viga enlace	11421	1665	22260	3317
Placa continuidad	1656	192	1656	192
Doubler plate	3896	510	6132	1020
Placa empalme ala	11034	1824	10142	1608
Placa empalme alma	2994	472	3324	532
Cabeza	28578	4696	65308	11140
Vastago	15704	2586	25328	4218
Tuercas	22800	3040	24880	2720
Total	134227	20456	182615	28199

En la Figura 5.7 se presenta el mallado de la subestructura. Dado el método de diseño, para las zonas de mayor interés se realiza un mallado mas fino, en este caso, estas zonas son: zona panel, viga corta, empalme y parte de la viga de enlace.

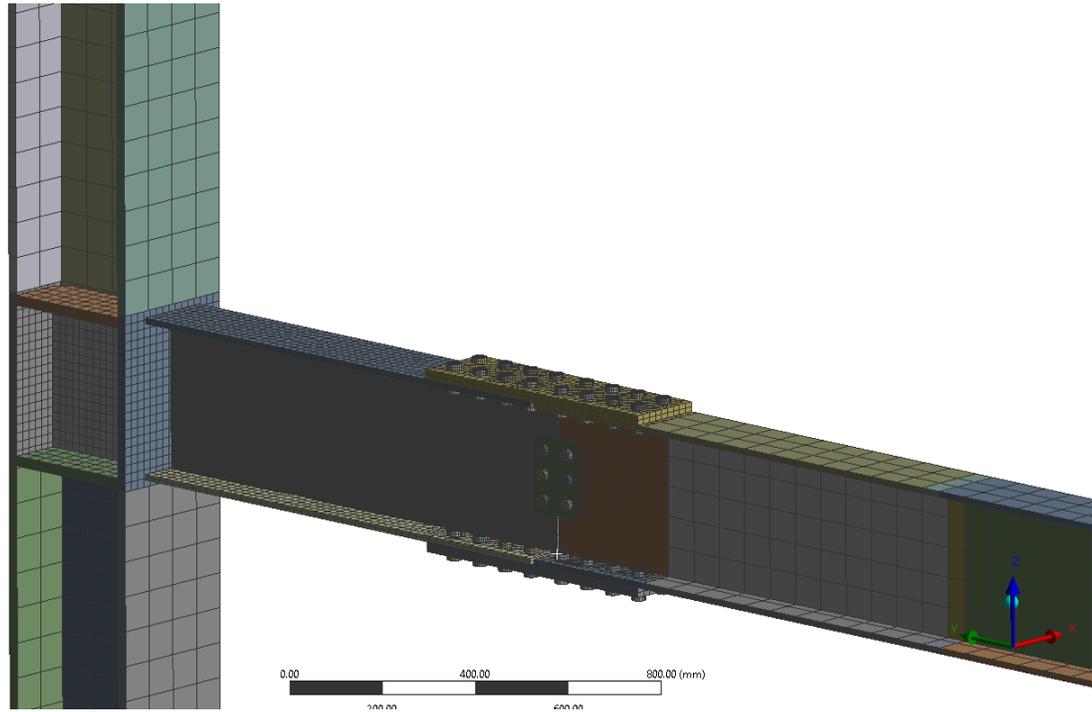


Figura 5.7: Mallado Subestructura.

En las figuras siguientes se presenta el mallado de cada elemento del modelo COP. Para el mallado del modelo CIP se utilizan las mismas dimensiones mostradas en la tabla 5.9.

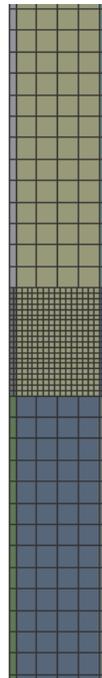


Figura 5.8: Mallado Columna.

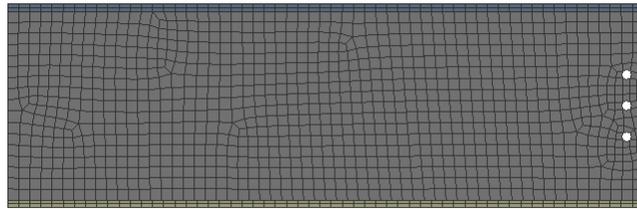


Figura 5.9: Mallado Viga Corta.

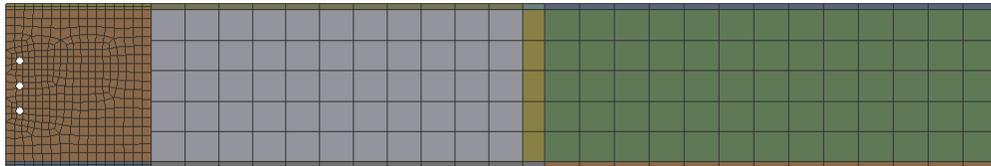


Figura 5.10: Mallado Viga Enlace.

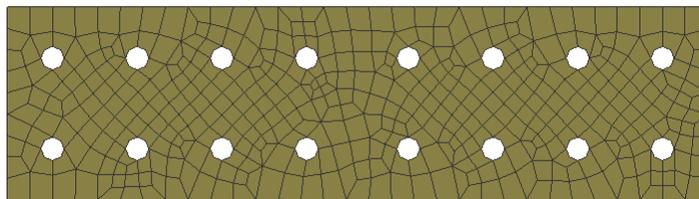


Figura 5.11: Mallado Placa Empalme Ala.

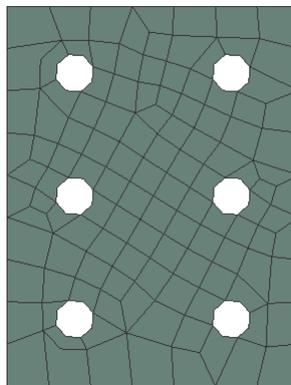


Figura 5.12: Mallado Placa Empalme Alma.

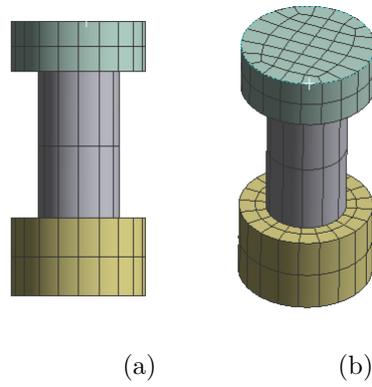


Figura 5.13: Mallado Pernos.



Figura 5.14: Mallado Placa Continuidad.

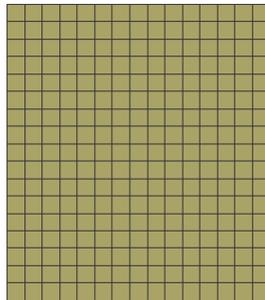


Figura 5.15: Mallado Doubler Plate.

5.5. Condiciones de Borde

Las condiciones de borde se basan en las condiciones típicas de los ensayos experimentales viga - columna.

Las restricciones que tiene el modelo se divide en: apoyos, actuador y pretensión de pernos.

En la Figura 5.16 se presentan las condiciones de borde en el espécimen COP.

A: Static Structural
Actuador
Time: 3. s
27/11/2022 09:17 p. m.

A Actuador
B Apoyo inferior
C Frictionless Support
D Apoyo superior

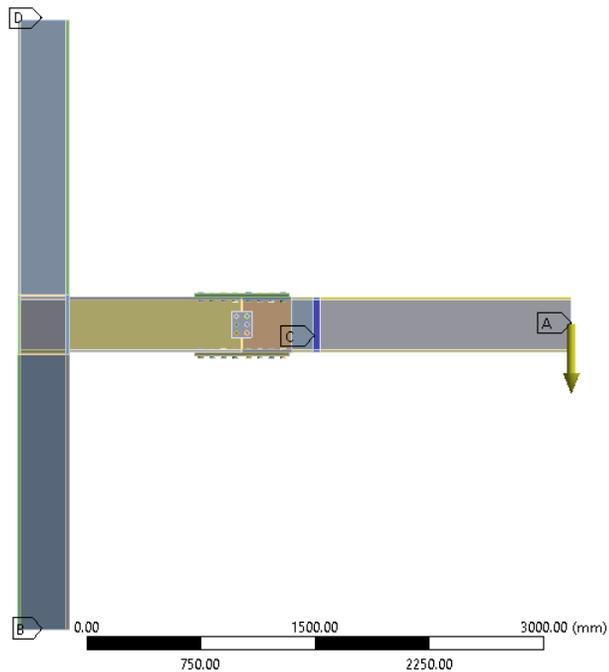


Figura 5.16: Condiciones de Borde.

5.5.1. Apoyos

Los apoyos aplicados se dividen en apoyos de columna y restricción lateral de la viga.

Los apoyos de la columna se ubican en los extremos de esta mediante un Remote Displacement, el apoyo inferior restringe los desplazamiento en las 3 direcciones, mientras que el apoyo superior restringe el desplazamiento en la dirección horizontal y fuera del plano (Y e X respectivamente).

La restricción lateral se ubica en dos secciones de la viga, una a 1650 mm de la punta de la viga y se realiza mediante un Frictionless Support, el cual restringe el movimiento en la dirección normal de la superficie de aplicación, en este caso, se aplica a las alas y alma de la viga, en una superficie de 50 mm de ancho. La otra restricción lateral se ubica en el extremo de la viga y se realiza mediante un Remote Displacement, restringiendo el desplazamiento fuera del plano.

5.5.2. Actuador

El actuador tiene la función de generar los desplazamientos cíclicos, estos se realizan mediante un Remote Displacement ubicado en el extremo de la viga.

Los desplazamientos se basan en el protocolo de carga de la norma AISC 341-16, capítulo K para conexiones de momento viga-columna. En la tabla 5.11 se muestran estos desplazamientos.

Tabla 5.11: Desplazamientos Cíclicos.
(Fuente: AISC 341-16, Capitulo K.)

Número de ciclos	Rotación [rad]	Desplazamiento [mm]
6	0.00375	12.38
6	0.005	16.50
6	0.0075	24.75
4	0.01	33.00
2	0.015	49.50
2	0.02	66.00
2	0.03	99.00
2	0.04	132.00

La norma señala que luego del 0.04 rad de deriva de piso, para continuar cargando, se debe incrementar de a 0.01 rad con dos ciclos de carga en cada paso. La secuencia de carga hasta los 0.04 rad se presenta en la Figura 5.17

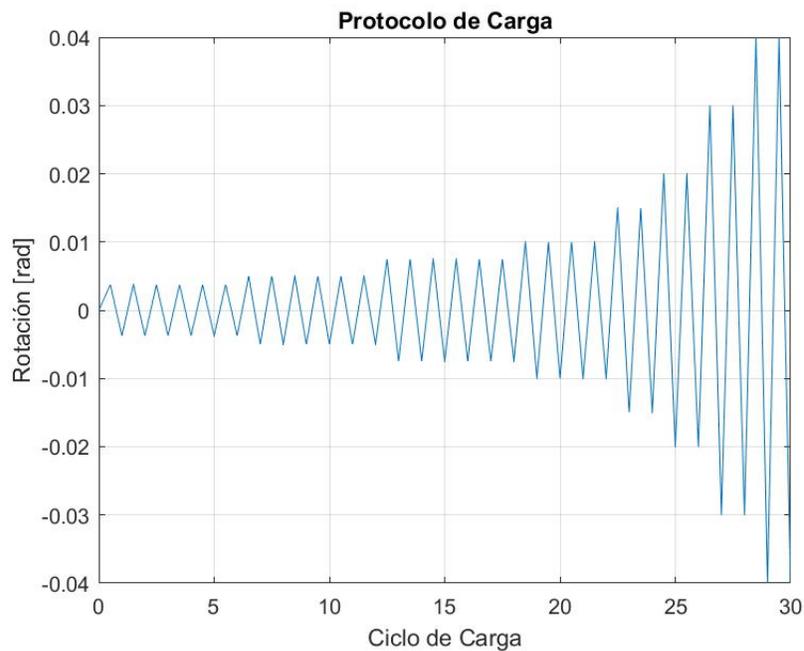


Figura 5.17: Protocolo de carga.

5.5.3. Pretensión de Pernos

La pretensión de los pernos se realiza en base a la norma AISC 341-16 capitulo J, sección 3, la cual consiste en un 70 % del esfuerzo de tensión mínimo del perno. La pretensión de los modelos se presentan en la tabla 5.12.

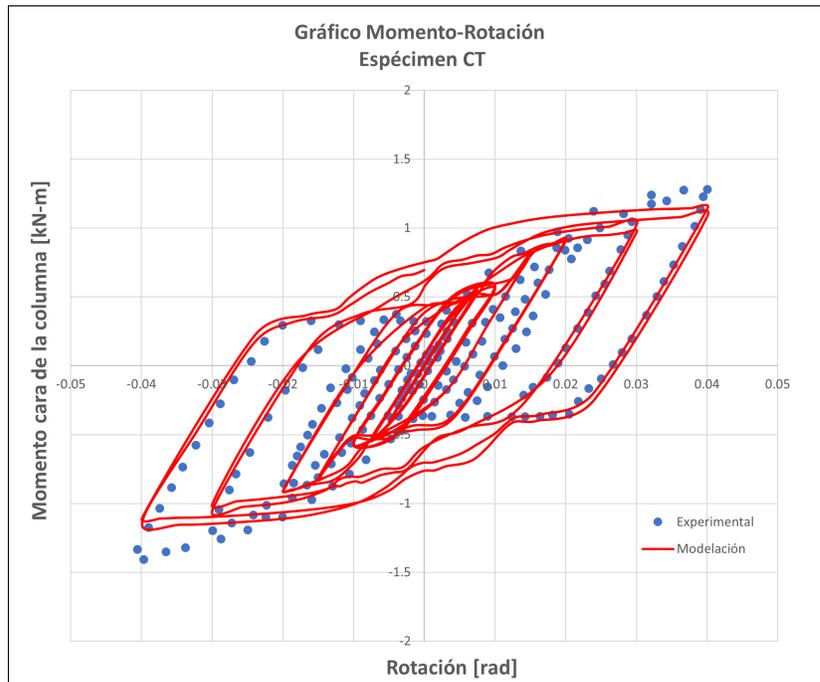


Figura 5.19: Gráfico Momento - Rotación Espécimen CT.

Como se puede observar en la Figura 5.19, los resultados obtenidos del análisis de elementos finitos son similares a los obtenidos del experimento de Oh et al.[11]. El porcentaje de error para el momento flector máximo en la cara de la columna, entre los resultados experimentales y numérico, es inferior al 11 %. Esta diferencia puede ser debido a factores como incertidumbre en las propiedades mecánicas de las muestras del ensayo, las dimensiones reales del tamaño de los orificios de los pernos y las tensiones residuales inevitables debido a la soldadura.

Capítulo 6

Análisis de Resultados

6.1. Comportamiento Monotónico

La resistencia al momento de la conexión es uno de los parámetros más importantes con respecto al desempeño sísmico de las conexiones Column-Tree. En esta sección se evalúa el efecto de la ubicación del empalme con respecto a una carga monotónica. En la Figura 6.1 se presenta el desempeño hasta el 6% de deriva de piso.

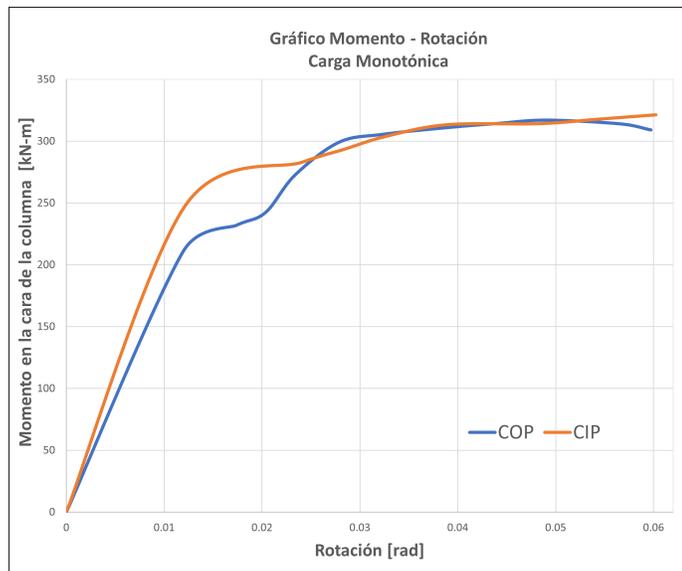


Figura 6.1: Gráfico Momento-Rotación bajo carga monotónica.

Como se puede apreciar, la ubicación del empalme no afecta significativamente la resistencia última de la conexión. Por otro lado, el espécimen COP, presenta dos modos de falla, entre 1% y 2% de deriva de piso, exhibe un modo de falla por deslizamiento y al llegar a 2.8% de deriva de piso exhibe un modo de falla por fluencia. En cambio, el espécimen CIP, exhibe un modo de falla por deslizamiento, al alcanzar 1.5% de deriva de piso.

6.2. Comportamiento Cíclico

De acuerdo a los criterios sísmicos especificados en la norma AISC 341-16, la conexión a momento viga-columna en marcos a momentos especiales (SMF) deben alcanzar una capacidad a flexión de al menos el 80 % del momento plástico de la viga para un nivel de deriva del 4 %, este momento se determina en la cara de la columna.

En las secciones 6.2.1 y 6.2.2 se presenta el comportamiento cíclico de los especímenes COP y CIP respectivamente.

6.2.1. Espécimen COP

De acuerdo al bucle de histéresis obtenido, se observa en la Figura 6.2 que el espécimen COP cumple con los requerimientos para conexiones SMF. Además, exhibe un excelente comportamiento cíclico alcanzado la máxima resistencia a flexión en el ángulo de deriva de piso de 4 % como lo especifica la norma AISC 341-16.

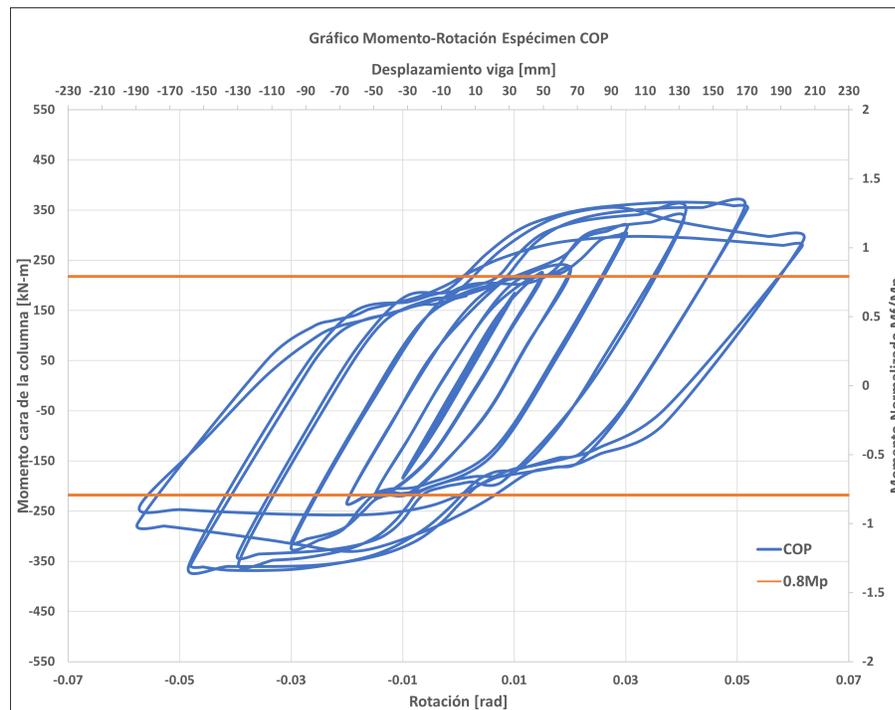
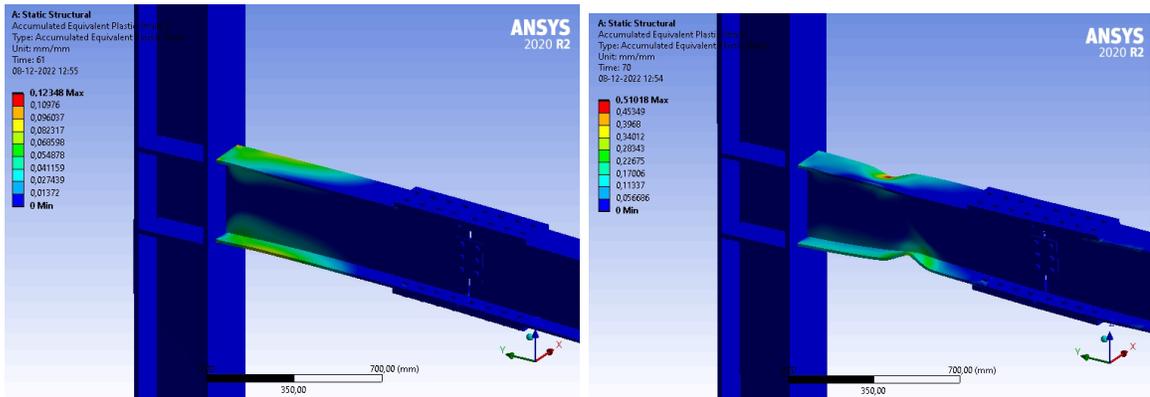


Figura 6.2: Gráfico Momento-Rotación bajo carga cíclica

En este espécimen, no se produjo pandeo en el ala hasta alcanzar un ángulo de deriva de piso superior al 4 %. Por lo tanto, desde el punto de vista de la ductilidad y resistencia a momento, se puede concluir que este modelo tiene suficiente ductilidad y por lo que se puede utilizar en SMF. En las Figuras 6.3.a y 6.3.b se presenta la deformación plástica acumulada con deriva de piso de 4 % y 6 % respectivamente.



(a) 4 % Deriva de piso

(b) 6 % Deriva de piso

Figura 6.3: Deformación Plástica Acumulada Espécimen COP.

6.2.2. Espécimen CIP

De acuerdo al bucle de histéresis obtenido, se observa en la Figura 6.4 que el espécimen CIP cumple con los requerimientos para conexiones SMF. Además, exhibe un excelente comportamiento cíclico alcanzado la máxima resistencia a flexión en el ángulo de deriva de piso de 4 % como lo especifica la norma AISC 341-16.

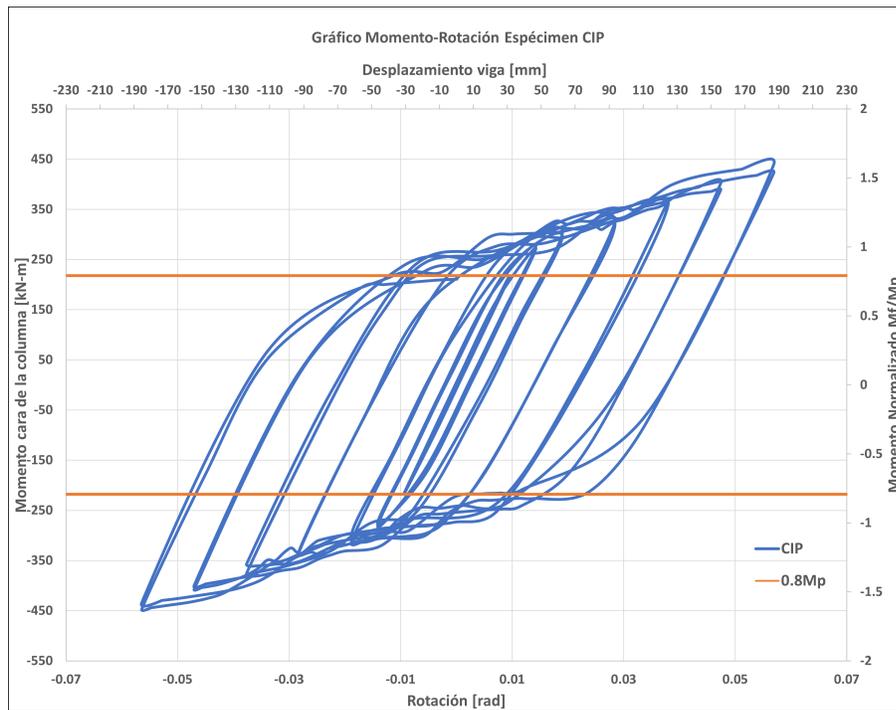


Figura 6.4: Gráfico Momento-Rotación bajo carga cíclica

En este espécimen, se presentan deformaciones plásticas en la viga corta con menores signos de pandeo al 4 % de deriva de piso. Al 6 % de deriva de piso se pueden apreciar pequeñas deformaciones plásticas en la viga de enlace al extremo del empalme.

Dado lo anterior, desde el punto de vista de la ductilidad y resistencia a momento, se puede concluir que este modelo tiene suficiente ductilidad y por lo que se puede utilizar en SMF. En las Figuras 6.5.a y 6.5.b se presenta la deformación plástica acumulada con deriva de piso de 4% y 6% respectivamente.

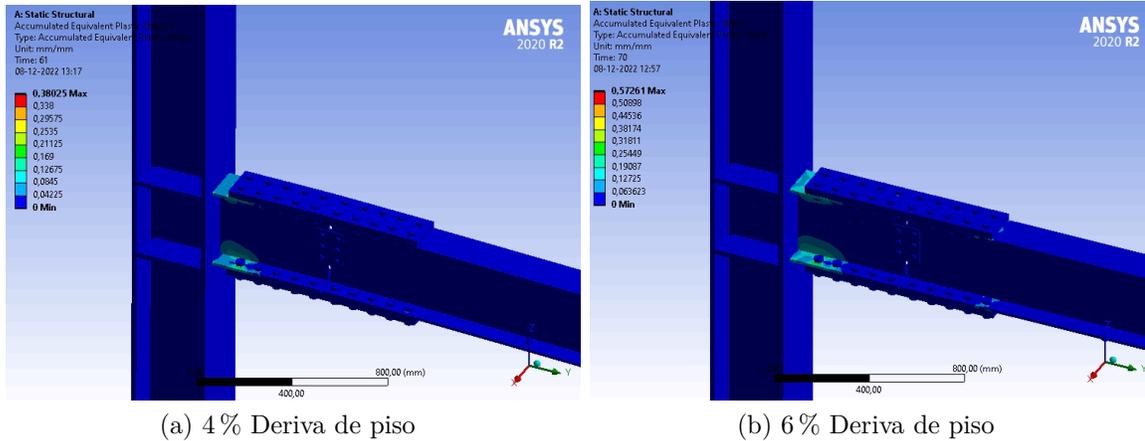


Figura 6.5: Deformación Plástica Acumulada espécimen CIP.

6.3. Evaluación Pretensión de Pernos

Al evaluar las conexiones con cargas cíclicas, el deslizamiento de pernos puede afectar la pretensión de estos. En las secciones 6.3.1 y 6.3.2 se presentan la variación de pretensión de los pernos de ala y alma con respecto a los pasos de carga.

6.3.1. Especimen COP

En la Figura 6.6 se presenta la numeración de análisis de los pernos de ala y alma, así como también, el esfuerzo alcanzado luego de la aplicación del protocolo de carga hasta el 6% de deriva de piso. Los pernos ubicados más cerca de la columna presentan un mayor esfuerzo de von-Mises en comparación con los más alejados de la columna, esto ocurre por la fuerza de contacto impuesta sobre el vástago desde el borde del orificio de los pernos y la fuerza de apoyo de la pared interior del orificio del perno.

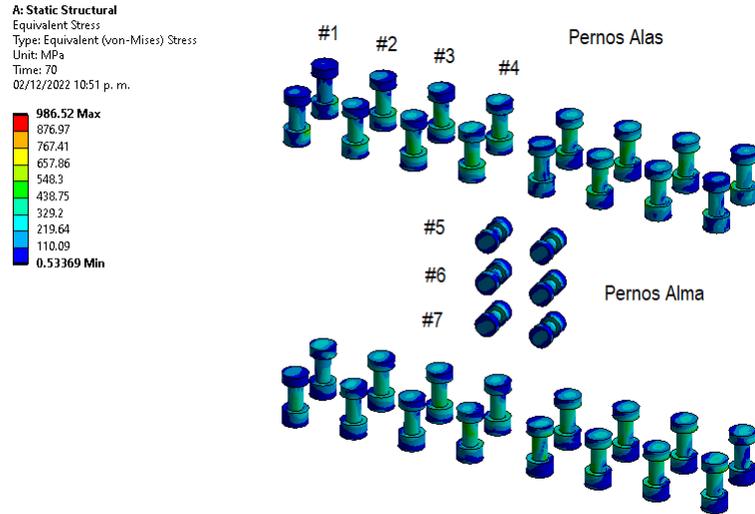


Figura 6.6: Distribución de Esfuerzos Pernos Espécimen COP

En las Figuras 6.7.a y 6.7.b se muestra la pérdida de pretensión de las 4 columnas de pernos de ala más cercana a la columna y las 3 filas de pernos del alma.

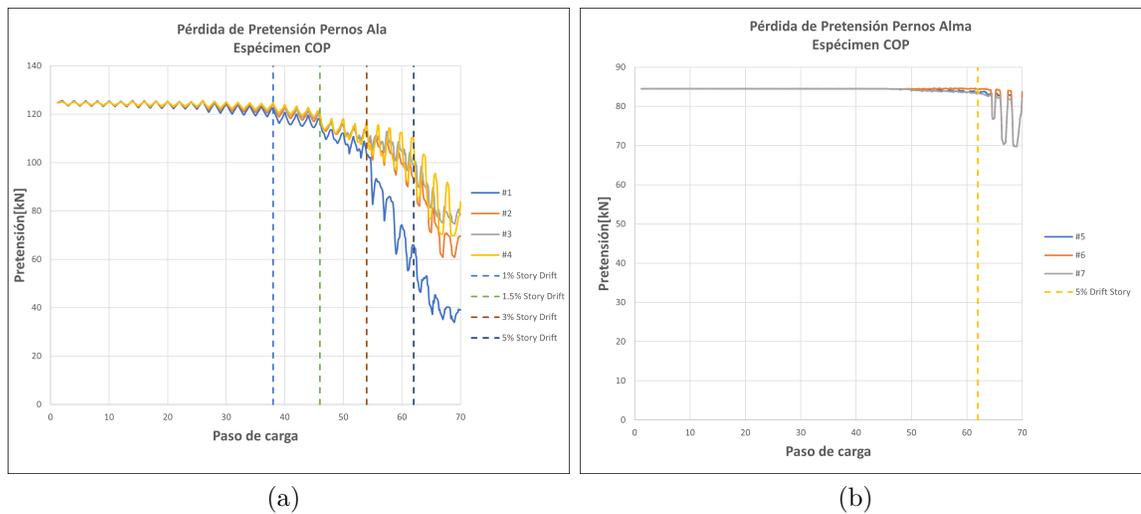


Figura 6.7: Pretensión Pernos Espécimen COP

Se puede observar que la pérdida de pretensión para los pernos del ala comienza luego de 1 % de deriva de piso. Al alcanzar el 3 % de deriva de piso se puede observar una disminución del 20 % de la pretensión del perno más cercano a la columna (#1). Luego al alcanzar 5 % de deriva de piso, la disminución alcanza el 50 %. Finalmente al conseguir el 6 % de deriva de piso logra la pérdida del 75 %.

La gran pérdida de pretensión en los pernos del ala puede ocurrir por diferentes motivos, combinación de la interacción post elástica adicional del alargamiento del perno, el momento,

el corte y la tensión en el perno, aflojamiento por las vibraciones y desgaste de las superficies.

Por otro lado, los pernos del alma no sufren una pérdida significativa de pretensión, es más, luego de pasar el 5% de deriva de piso, la pérdida de pretensión alcanza el 1% aproximadamente.

6.3.2. Espécimen CIP

En la Figura 6.8 se presenta la numeración de análisis de los pernos de ala y alma, así como también, el esfuerzo von-Mises alcanzado luego de la aplicación del protocolo de carga hasta el 6% de deriva de piso. Los pernos ubicados más cerca de la mitad del empalme presentan un mayor esfuerzo de von-Mises en comparación con los más alejados de la columna, esto ocurre por la alta concentración de tensiones que existe en la zona protegida.

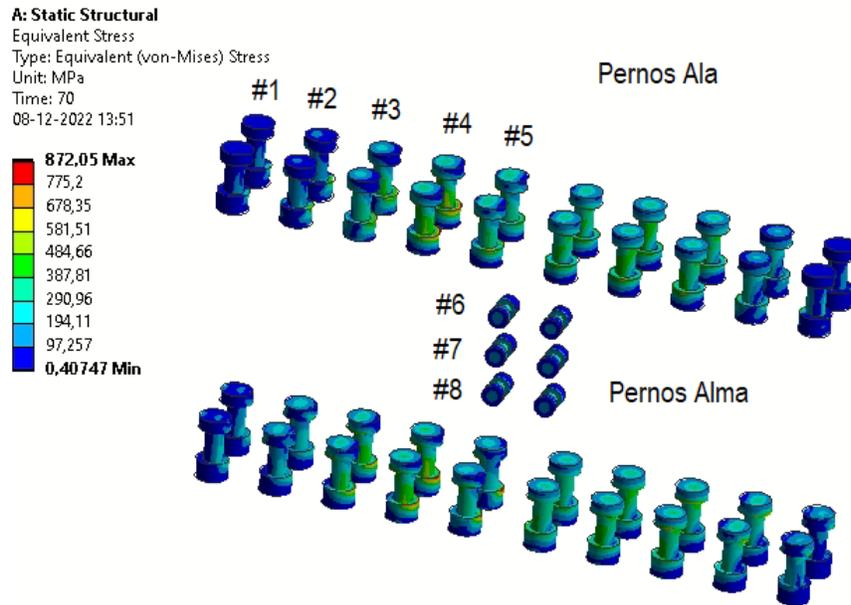


Figura 6.8: Distribución de Esfuerzos Pernos Espécimen CIP

En las Figuras 6.9.a y 6.9.b se muestra la pérdida de pretensión de las 4 columnas de pernos de ala más cercana a la columna y las 3 filas de pernos del alma.

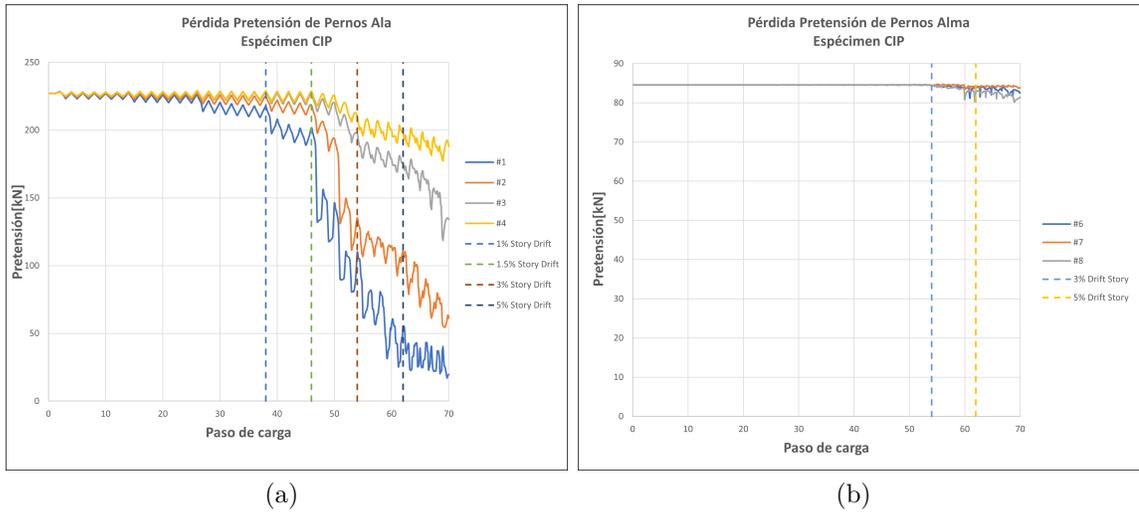


Figura 6.9: Pretensión Pernos Espécimen CIP

Se puede observar que la pérdida de pretensión para los pernos del ala comienza antes del 1 % de deriva de piso. Al alcanzar el 1.5 % de deriva de piso se puede observar una disminución del 10 % de la pretensión del perno más cercano a la columna (#1). Luego al alcanzar 3 % de deriva de piso, la disminución alcanza el 50 %. Finalmente al conseguir el 6 % de deriva de piso logra la pérdida del 90 %.

Al comparar la pérdida de pretensión de pernos con el espécimen COP, es posible notar que al ubicar el empalme más alejado de la columna, se logra una menor pérdida de pretensión.

Por otro lado, los pernos del alma no sufren una pérdida significativa de pretensión, es más, luego de pasar el 5 % de deriva de piso, la pérdida de pretensión alcanza el 5 % aproximadamente.

6.4. Rigidez Conexiones Column-Tree

El parámetro de rigidez, m , es utilizado para determinar la rigidez rotacional relativa de la viga y las conexiones, este se calcula de acuerdo a la ecuación 6.1:

$$m = \frac{K_S L}{EI} \quad (6.1)$$

Donde K_S es la rigidez rotacional secante de la conexión con carga de servicio y $(EI)/L$ es la rigidez a flexión de la viga.

Si la longitud de la viga corta es menor al 15 % de la longitud del vano, se debe considerar la rigidez rotacional del empalme de la viga, K_{BS} , esta se determina a partir de la ecuación 6.2:

$$K_{BS} = \frac{M_S}{\theta_s} \quad (6.2)$$

Donde M_S es el primer momento de fluencia y se obtiene de acuerdo a la ecuación 6.3:

$$M_S = S_x F_y \quad (6.3)$$

θ_s es la rotación del empalme en las cargas de servicio, este se determina por la ecuación 6.4:

$$\theta_s = \frac{2\Delta_{Total-Deslizamiento}}{d} \quad (6.4)$$

El espécimen COP, al ubicarse alejado de la unión viga-columna, no afecta en la rigidez, por lo tanto, se comporta como una conexión WUF-W, en cambio, el espécimen CIP, se debe calcular su rigidez de acuerdo a las ecuaciones antes mostradas.

La rigidez m y la clasificación de la conexión se presenta en la tabla 6.1

Tabla 6.1: Rigidez Conexión Column-Tree

Espécimen	$F_y [MPa]$	$S_x [mm^3]$	$M_s [kN \cdot m]$	$\theta_s [rad]$	$K_s [kN \cdot m/rad]$	m	Clasificación
COP	250	904000	226	-	113000	22.9	Rígida
CIP				0.007	32285.7	6.5	Semi-Rígida

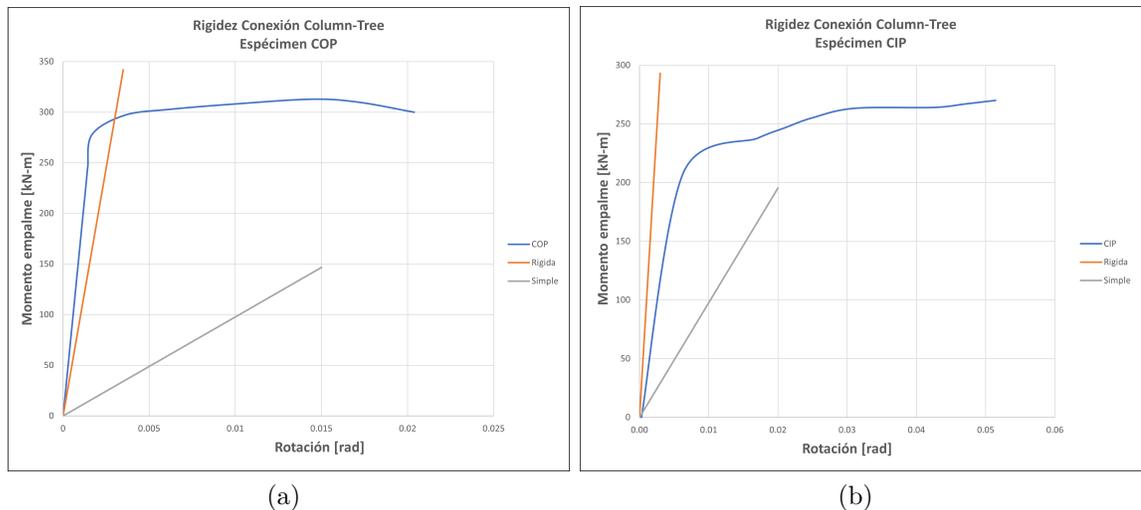


Figura 6.10: Rigidez Conexiones Column-Tree

6.5. Tendencia a la Fractura

La demanda de deformación plástica local se mide mediante PEEQ, definida como la relación entre la deformación plástica equivalente y la deformación unitaria. En la ecuación 6.5 se define PEEQ:

$$PEEQ = \frac{\sqrt{\frac{2}{3}\varepsilon_{ij}^p\varepsilon_{ij}^p}}{\varepsilon_y} \quad (6.5)$$

El análisis se realiza para las zonas con alta demanda de deformaciones plásticas y donde se pueda dar inicio a la fractura.

En la Figura 6.11 se presentan las 4 líneas (A,B,C y D) en las cuales se calcula el PEEQ en ambos especímenes para una deriva de piso del 4%.

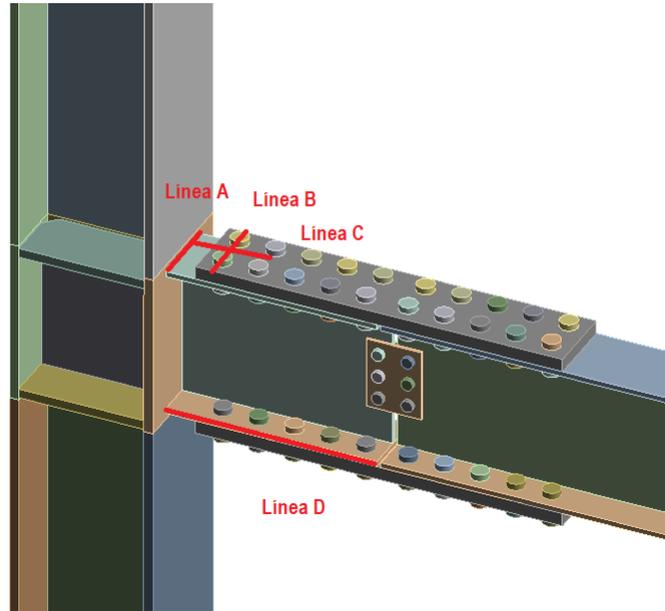


Figura 6.11: Zonas críticas para evaluar PEEQ.

En las Figura 6.12.a se muestra la deformación plástica equivalente de la línea A. Se puede apreciar que al ubicar el empalme más cercano a la columna, la tendencia a la fractura disminuye, por el hecho de presentar deslizamiento de pernos y fricción entre los contactos. También, se puede observar que la demanda plástica es mayor en los extremos de la viga que en el centro de esta. El espécimen COP alcanza valores de hasta un 44% mayor que el espécimen CIP.

En la Figura 6.12.b se muestra la deformación plástica equivalente a lo largo de la línea B. Se observa que el espécimen CIP presenta mayores deformaciones plásticas en comparación al espécimen COP, las mayores deformaciones ocurren en los orificios de los pernos. Siendo un 75% mayor que la deformación plástica en la misma ubicación en el espécimen COP.

Es posible notar que la deformación plástica del espécimen COP es asimétrica, esto puede ocurrir por problemas en la restricción lateral, generando pandeo lateral en el alma de la viga.

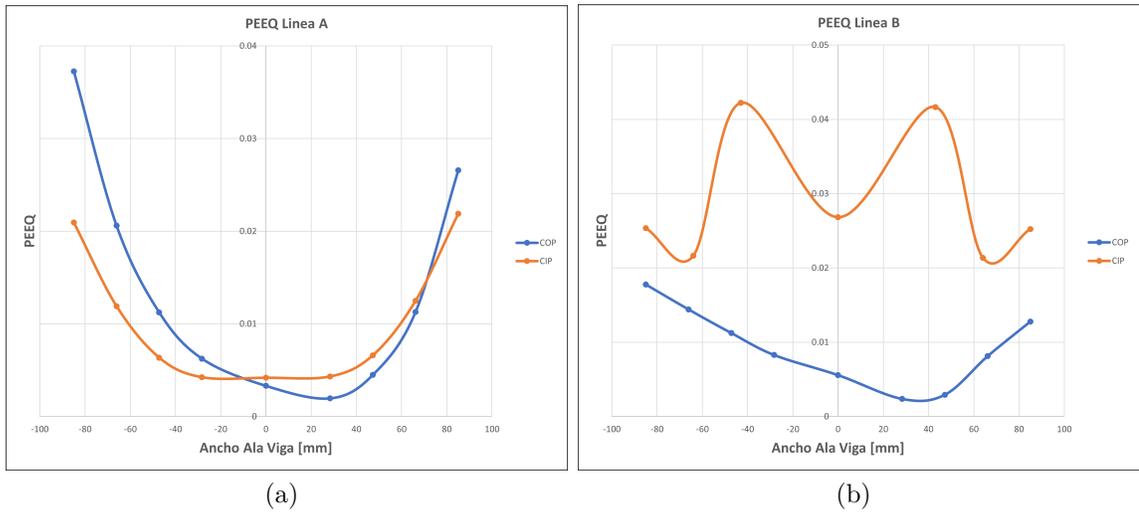


Figura 6.12: PEEQ a lo largo de línea A y B

En la Figura 6.13.a se muestra la deformación plástica equivalente en la línea C. Se observa en el espécimen CIP como varía la deformación plástica al alejarse de la columna, mostrando peaks al pasar por las zonas de ubicación de los pernos. Por otro lado, el espécimen COP, presenta una deformación plástica con tendencia a permanecer constante en los primeros 200 mm.

En la Figura 6.13.b se muestra la deformación plástica equivalente a lo largo de la línea D. Se observa que el espécimen COP presenta mayores valores de deformación plástica. Además, la ubicación del empalme tiene un impacto en la longitud plastificada de la viga corta, por lo tanto, si el empalme se ubica cerca de la columna, la viga no utiliza la capacidad plástica máxima de esta.

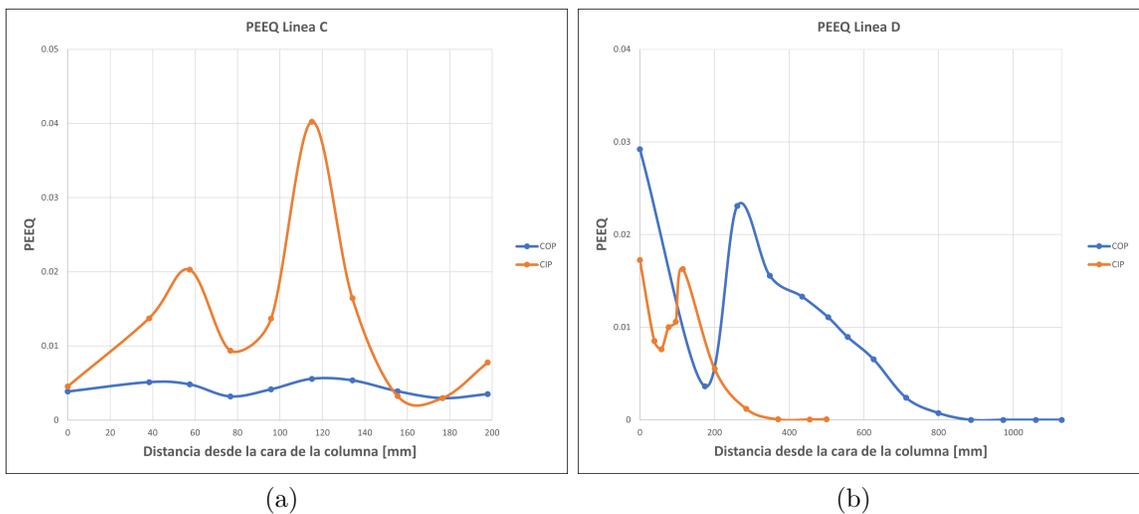


Figura 6.13: PEEQ a lo largo de línea C y línea D

6.6. Ductilidad

La ductilidad de una conexión sometida a cargas cíclicas se calcula de acuerdo a la ecuación 6.6:

$$\mu = \frac{\theta_u}{\min(\theta_s, \theta_y)} \quad (6.6)$$

Donde:

θ_u : Última rotación de la conexión.

θ_s : Rotación de la conexión cuando comienza el deslizamiento.

θ_y : Rotación de la conexión cuando comienza a plastificar.

En la tabla 6.2 se presenta la ductilidad obtenida para ambos especímenes:

Tabla 6.2: Ductilidad Conexión Column-Tree

Especímen	θ_s [% rad]	θ_y [% rad]	θ_u [% rad]	μ
COP	1.5	0.7	6	8.57
CIP	1.05	0.64	6	9.38

Es posible notar que existe una diferencia insignificante entre ambos especímenes, por lo tanto, la ubicación del empalme no implica una diferencia notoria de ductilidad. El espécimen CIP presenta un mayor valor, ya que aprovecha al máximo el deslizamiento de pernos.

6.7. Capacidad de Disipación de Energía

La capacidad de disipación de energía ayuda a entender el comportamiento de las conexiones Column-Tree. La energía total se describe a través de la siguiente ecuación:

$$ET = EP + EF \quad (6.7)$$

Donde:

ET: Energía total durante el protocolo de carga.

EP: Energía de deformación.

EF: Energía por fricción.

La energía total se obtiene a través de las áreas de las curvas de histéresis y la energía de deformación se obtiene mediante el programa ANSYS Workbench.

En la Figura 6.14 se muestra el efecto de la ubicación del empalme en la disipación de energía para ambos especímenes hasta el 6 % de rotación. Se puede observar que la máxima

disipación de energía ocurre en el espécimen CIP alcanzando un valor de 257 kJ frente a los 232 kJ del espécimen COP, el principal factor de esta diferencia corresponde a la energía friccional liberada por el empalme ubicado más cerca de la columna.

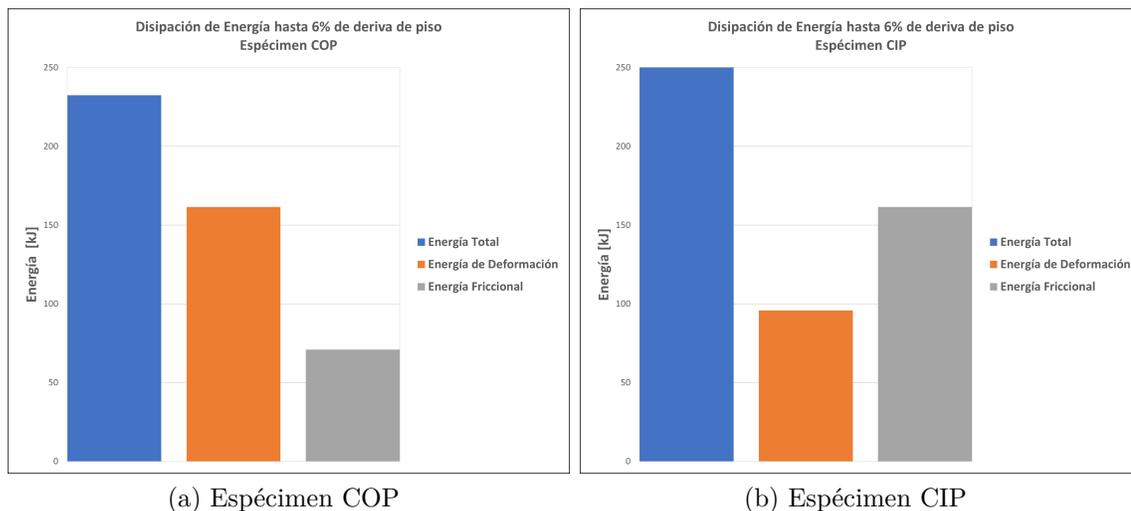


Figura 6.14: Comparación Energía Disipada

En la Figura 6.15 se muestra el efecto de la ubicación del empalme en la disipación de energía para ambos especímenes hasta el 6% de rotación. Se puede observar que para el espécimen COP, la disipación de energía friccional es mayor a la disipación de energía de deformación hasta el paso de carga 62, es decir, al sobrepasar el 4% de rotación. Posterior a esto, la disipación de energía de deformación es mayor, dado que comienza la plastificación significativa de la viga y la formación de la rótula plástica.

Por otro lado, se puede observar que en el espécimen CIP, la disipación de energía de deformación es mayor a la disipación de energía friccional hasta el paso de carga 56, es decir, cuando alcanza el 4% de rotación. Posterior a esto, la disipación de energía friccional es mayor a la disipación de energía de deformación.

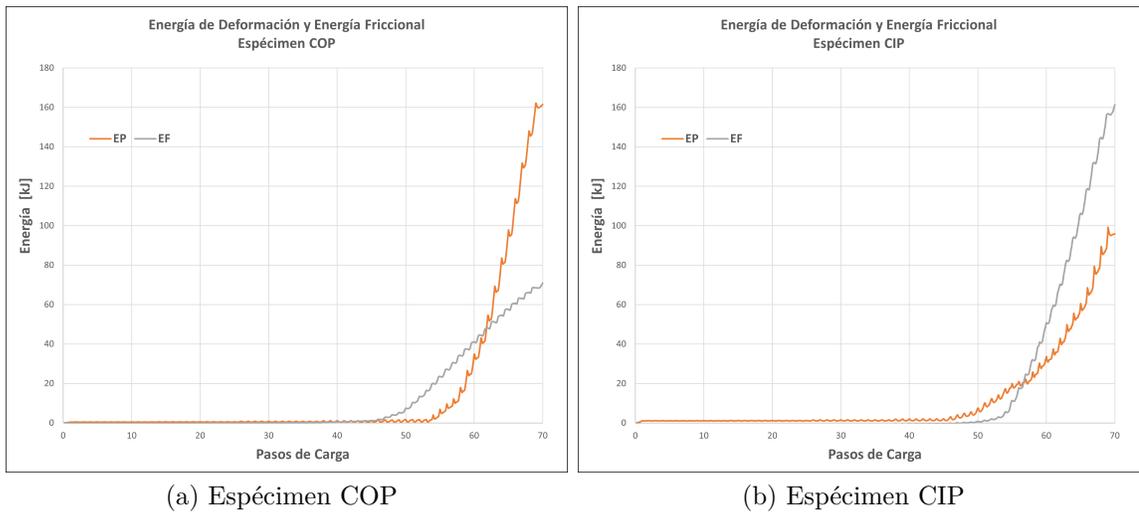


Figura 6.15: Comparación Energía Disipada

Por último, de las Figuras 6.15.a y 6.15.b, se puede determinar si la plastificación o el deslizamiento entre los pares de contacto ocurre primero. Al observar el comportamiento del espécimen COP, se puede ver que el deslizamiento ocurre antes que la plastificación. En cambio, en el espécimen CIP, se puede observar que la plastificación y el deslizamiento ocurren aproximadamente al mismo tiempo.

Conclusión

Las conexiones “Column-Tree” son ampliamente utilizadas en edificios SMRF, gracias a sus ventajas constructivas y su control de calidad, puesto que la soldadura de la viga corta a la columna se desarrolla a maestranza, beneficiando la instalación en terreno. Sin embargo, la precalificación y estudio del comportamiento sísmico no se han evaluado en profundidad. Por lo tanto, en esta investigación, se evaluó el efecto de la ubicación del empalme con un diseño de empalme fuerte, es decir, se busca que el elemento fusible sea la viga y no la columna ni la conexión.

De acuerdo a la revisión bibliográfica, esta da cuenta que los estudios se enfocan principalmente en el uso de acero estructural coreano (SHN) y diversas metodologías de diseño, exhibiendo en algunos casos sobre dimensionamientos del empalme, puesto que se diseña para esfuerzos mayores a los esperados en la ubicación de este.

Respecto a la metodología de diseño de los especímenes, esta se logra de manera satisfactoria en base a un diseño por capacidad bajo las normativas AISC-2016. El diseño de la unión viga-columna se diseña como una conexión precalificada WUF-W de acuerdo a la norma AISC 358-16. Para el diseño de los empalmes, se utiliza la proyección del momento probable (M_{pr}) a la ubicación del empalme para lograr el desempeño esperado de este.

En relación a la evaluación numérica, se consigue generar un esquema que entrega modelos representativos de la unión viga-columna, el cual es validado experimentalmente.

En el alcance de este estudio, se investigó cómo afecta la ubicación del empalme al desempeño de la conexión viga-columna en marcos de acero a momento bajo cargas cíclicas, los principales resultados y recomendaciones se presentan a continuación:

- Ambos especímenes presentan un excelente comportamiento cíclico que excede el momento máximo a flexión de 0.8Mp en la cara de la columna en el ángulo de deriva de piso de 0.04 rad, como lo establece la norma AISC 341-16.
- Al analizar la pretensión de pernos, el espécimen COP exhibe una menor pérdida de pretensión frente al espécimen CIP, dado que presenta un menor deslizamiento de pernos.
- En el espécimen CIP, las deformaciones plásticas se concentran en un área limitada

entre la cara de la columna y los orificios de los pernos, en donde la probabilidad de formación de grietas es alta. En cambio, en el espécimen COP, las deformaciones plásticas se extienden a lo largo del ala de la viga.

- Si el empalme se ubica cerca de la cara de la columna, la rigidez y la tendencia a la fractura disminuyen en comparación a ubicar el empalme alejado de la columna, además, aumenta la ductilidad de este.
- La disipación de energía plástica es mayor en el espécimen COP y la mayor disipación de energía friccional ocurre en el espécimen CIP.

Con lo anterior, se concluye que la metodología de diseño logra el resultado esperado, obteniendo como elemento fusible la viga y no la columna ni el empalme en ambos especímenes.

A modo de recomendación, para reparar la conexión en el caso que la viga corta presente grandes deformaciones, se debe disponer de un soporte provisorio que sostenga las cargas que recaen en la viga, con el fin de reemplazar la viga corta, así como también, la conexión Column-Tree, si esta presentara daño.

Por último, es importante tener en cuenta al momento de diseñar esta conexión, la ubicación del empalme, la pérdida de pretensión de pernos, la rigidez, la tendencia a la fractura, la ductilidad, la capacidad de disipación de energía y el comportamiento monotónico y cíclico de esta.

Futuras investigaciones

A continuación, se mencionan algunas futuras investigaciones con la finalidad de extender el conocimiento de esta conexión.

- Estudiar experimentalmente el desempeño de la conexión “Column-Tree”, con acero estructural utilizado en Chile y analizar el efecto del método de diseño, es decir, diseñar con distintos métodos de diseño.
- Incluir en la evaluación numérica el endurecimiento cinemático Chaboche, el cual corresponde a una combinación de endurecimiento isotrópico y endurecimiento cinemático.
- Evaluar numéricamente el desempeño de la conexión con un diseño de empalme débil.

Bibliografía

- [1] ANSI/AISC 360-16 (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois (USA): American Institute Of Steel Construction.
- [2] ANSI/AISC 341-16 (2016). *Seismic provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois (USA): American Institute Of Steel Construction.
- [3] ANSI/AISC 358-16 (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames For Seismic Applications*. Chicago, Illinois (USA): Research Council On Structural Connections.
- [4] (2014). *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*. Chicago, Illinois (USA): American Institute Of Steel Construction.
- [5] Aguirre C. y Carvajal J. (2005) *Diseño de edificios de acero estructurados en base a marcos rígidos especiales*. Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso. Chile.
- [6] Behnam Karami, Behrokh Hosseini Hashemi, Shahad Ramhormozian and Yalda Zarabimaneh (2022). *Numerical Study On Prequalification and Cyclic Performance of Column-Tree Connections*. Structures 41(2022) 331-348
- [7] D’Aniello M, Tartaglia R, Costanzo S, Landolfo R. (2017) *Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes*. J Constr Steel Res 2017; 128:512–27.
- [8] Gacitúa, C. N. (2014). *Determinación de los valores de fluencia y rotura esperados para perfiles de acero que se utilizan en Chile*. (Tesis de pregrado). Universidad de Chile. Recuperado de <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/130662>.
- [9] Keunyeong Oh, Jaehyuk So, Heonjun Ha and Kangmin Lee (2016). *Seismic Performance Evaluation of Korean Column-Tree Steel Moment Connections*. International Journal of Steel Structures 16(4): 1287-1298(2016). DOI: 10/1007/s13296-016-0089-5.
- [10] Keunyeong Oh, Liuyi Chen, Sung-Bin Hong, Yang Yang y Kangmin Lee. (2015) *Cyclic testing of weak-axis column-tree connections with formation of plastic hinge at beam splice*. Earthquakes and Structures Vol. 8. No. 5(2015) 1039-1054. DOI: <https://dx.doi.org/10.12989/eas.2015.8.5.1039>.
- [11] Keunyeong Oh, Rui Li, Liuyi Chen, Sung-Bin Hong y Kangmin Lee. (2014). *Cyclic Testing of Steel Column-Tree Moment Connections with Weakened Beam Splices*. Internatio-

- nal Journal of Steel Structures, Vol. 14, No.3, 471-478. Doi: 10.1007/s13296-014-3004-y.
- [12] Nuñez, E. (2016). *Estudio de conexiones a momento empleando vigas de alma abierta y columnas tubulares en sistemas estructurales de pórtico a momento en estructuras de acero ante cargas sísmicas*. (Tesis doctoral). Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.
- [13] Pizarro, J. I. (2018). *Estudio numérico de conexiones a momento tipo "Column-Tree" en sistemas estructurales de marcos a momento de acero*. (Tesis de pregrado). Universidad de Chile. Recuperado de <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/150013>
- [14] Salas, C. (2016). *Estudio experimental de conexiones a momento usando perfiles T soldados*. (Tesis de pregrado). Universidad de Chile. Recuperado de <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/142560>.
- [15] Shi Y, Wang M, Wang Y. (2011) *Analysis on shear behavior of high-strength bolts connection*. Int J Steel Struct 2011;11:203–13. <https://doi.org/10.1007/s13296-011-2008-0>.
- [16] Tartaglia R, D’Aniello M, Zimbru M, Landolfo R. (2018) *Finite element simulations on the ultimate response of extended stiffened end-plate joints*. Steel Compos Struct 2018; 27:727–45. <https://doi.org/10.12989/scs.2018.27.6.727>.
- [17] Vatansever, C. y Kutsal, K. (2018). *Effect of bolted splice within the plastic hinge zone on beam-to-column connection behavior*. Steel and Composite Structures, Vol. 28, No. 6(2018)767-778. DOI: <https://doi.org/10.12989/scs.2018.28.6.767>.
- [18] Ying-Lu Xu, Ji-Ping Hao, Yao-Xuan Su y Yong-Fang Shang (2022). *Seismic performance of column-tree moment connections with slit dampers*. KSCE Journal of Civil Engineering. DOI: 10.1007/s12205-022-0834-6.

Anexo

Memoria de Cálculo

Memoria de cálculo Conexión Column-Tree (Fuera zona protegida)

Datos Columna HE 340B

$$bc := 300 \cdot \text{mm}$$

$$tfc := 21.5 \cdot \text{mm}$$

$$twc := 12 \cdot \text{mm}$$

$$hc := 340 \cdot \text{mm}$$

$$Ac := 170.9 \cdot 10^2 \cdot \text{mm}^2$$

$$dc := hc - 2 \cdot tfc = 297 \text{ mm}$$

$$\text{Radio del filete} \quad fr := 27 \cdot \text{mm}$$

$$zxc := 2408 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$Wc := 340$$

$$Gc := 134 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

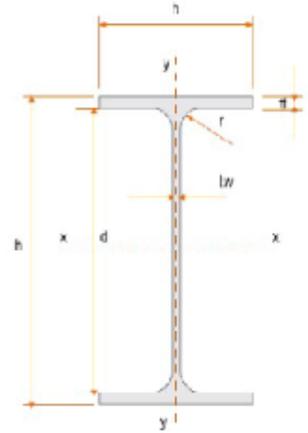
$$Ec := 200000 \cdot \text{MPa}$$

$$Fyc := 250 \cdot \text{MPa}$$

$$Fuc := 400 \cdot \text{MPa}$$

$$Ryc := 1.5$$

$$Rtc := 1.2$$



Datos Viga IPE 360

$$bb := 170 \cdot \text{mm}$$

$$tfb := 12.7 \cdot \text{mm}$$

$$twb := 8 \cdot \text{mm}$$

$$hb := 360 \cdot \text{mm}$$

$$Ixb := 16270 \cdot 10^4 \cdot \text{mm}^4$$

$$zxb := 1019 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$sxb := 0.000904 \cdot \text{m}^3$$

$$rxb := 0.1496 \cdot \text{m}$$

$$ryb := 0.03788 \cdot \text{m}$$

$$Wb := 360$$

$$Gb := 57.1 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Radio del filete} \quad frb := 18 \cdot \text{mm}$$

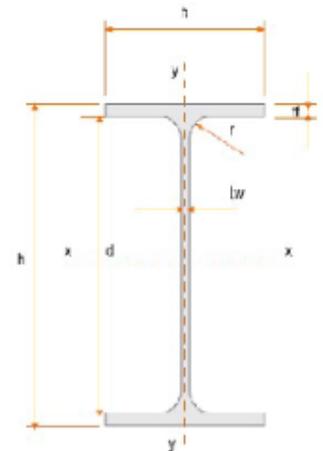
$$Eb := 200000 \cdot \text{MPa}$$

$$Fyb := 250 \cdot \text{MPa}$$

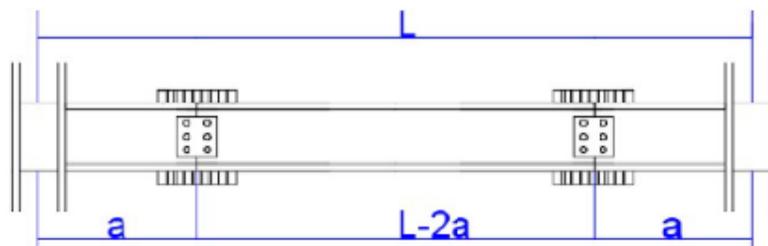
$$Fub := 400 \cdot \text{MPa}$$

$$Ryb := 1.5$$

$$Rtb := 1.2$$



Diseño Conexión



Ubicación Conexión "a" respecto al centro de la columna

Distancia entre columnas $l := 7 \cdot m$

Distancia conexión a columna $a := 1300 \text{ mm}$

Distancia arriostramiento lateral $lb := \frac{l}{4} = 1.75 \text{ m}$

Distancia máxima libre de arriostramiento (AISC 341-16) D1.2c

$$Lb_{max} := 0.095 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E_b}{F_{yb} \cdot R_{yb}} = 1.919 \text{ m}$$

$$lb = 1.75 \text{ m}$$

if $lb \leq Lb_{max}$ | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Se verifica que la conexión no esta ubicada en la misma zona que la zona de arriostramiento lateral

if $a \leq lb$ | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Momento, corte y carga axial (ETABS)

Se utiliza la Elevación 4, Piso 3, Viga B12

Carga distribuida sobre viga

$$q := 0.568 \cdot \frac{\text{tonnef}}{m} + 0.219 \cdot \frac{\text{tonnef}}{m} = 0.787 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

Reacción cara de columna:

Corte: $V := 12.01 \cdot \text{tonnef}$

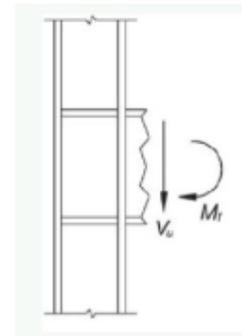
Momento: $M := 16.17 \cdot \text{tonnef} \cdot m$

Fuerza Axial en Columna: $N_c := 42.74 \cdot \text{tonnef}$

Dimensión Elevación:

Altura piso superior a la conexión: $H_u := 4 \cdot m$

Altura piso inferior a la conexión: $H_i := 4 \cdot m$



Diseño "Stub Beam"

Se diseña de acuerdo a la norma (AISC 358-16) capítulo 8 WUF-W

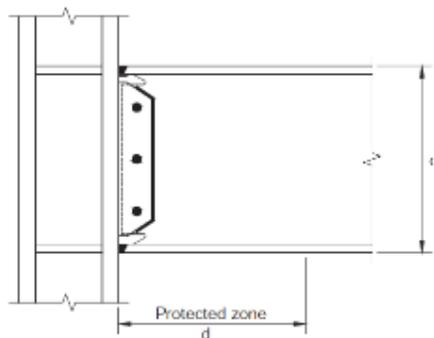


Fig. 8.1. WUF-W moment connection.

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, 2016, incl. Supplement No. 1

Limitaciones

a) Viga

- 1) Viga debe ser perfil armado I o laminado wide flange
- 2) Altura máxima de viga: W36(W920)

$$Wb = 360 \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } Wb \leq 920 \\ \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

3)Peso Límite: 224 kg/m

$$Gb = 57.1 \frac{kg}{m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } Gb \leq 224 \cdot \frac{kg}{m} \\ \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

4)Espesor máximo de ala: 25 mm

$$t_{fb} = 12.7 \text{ mm} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } t_{fb} \leq 25 \cdot \text{mm} \\ \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

5)Relación largo-ancho SMF=7

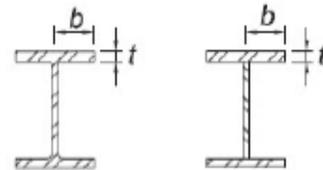
$$\frac{a}{l} = 0.186 \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{a}{l} \leq 7 \\ \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

6)Relaciones ancho espesor: criterio alta ductilidad, AISC 341-16 Tabla D1.1

Ancho espesor: Alas

$$\frac{bb}{2 \cdot t_{fb}} = 6.693$$

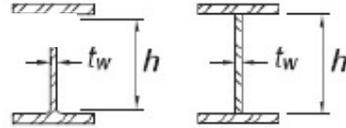
$$\lambda_{hdb} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Eb}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 7.39$$



$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{bb}{2 \cdot t_{fb}} \leq \lambda_{hdb} \\ \parallel \text{ "Highly Ductile" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "Moreately Ductile" } \end{array} \right| = \text{"Highly Ductile"}$$

Ancho espesor: Alma

$C_{ab} := 0$ Sin carga axial



$$\frac{hb - 2 \cdot t_{fb}}{t_{wb}} = 41.825$$

$$\lambda_{hdb} := \begin{cases} \text{if } C_{ab} \leq 0.114 & \left. \begin{array}{l} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E_b}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_{ab}) \\ \text{else} \\ \text{if } 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E_b}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.68 - C_{ab}) \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E_b}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \\ \left. \begin{array}{l} 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E_b}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.68 - C_{ab}) \\ \text{else} \\ 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E_b}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \end{array} \right\} \\ \end{array} \right\} = 59.352$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{hb - 2 \cdot t_{fb}}{t_{wb}} \leq \lambda_{hdb} & \left. \begin{array}{l} \text{"Highly Ductile"} \\ \text{else} \\ \text{"Moreately Ductile"} \end{array} \right\} = \text{"Highly Ductile"}$$

7) Arriostamiento lateral: mayor que distancia protegida "d"

$$\begin{array}{l} lb = 1.75 \text{ m} \\ hb = 0.36 \text{ m} \end{array} \quad \begin{cases} \text{if } lb > hb & \left. \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right\} = \text{"Cumple"}$$

8) Zona protegida: Porción de la viga entre la cara de la columna y una altura de viga desde la cara de la columna

$$\begin{array}{l} d := hb = 0.36 \text{ m} \\ a = 1.3 \text{ m} \end{array} \quad \begin{cases} \text{if } d \leq a & \left. \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right\} = \text{"Cumple"}$$

b) Columna

1) Sección: cualquier sección laminada o armada permitida en capítulo 2.3 de AISC 358-16

2) Conexión: La viga debe estar conectada a las alas de la columna

3) Altura viga: Máximo W36(W920)

$$W_c = 340 \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } W_c \leq 920 \\ \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

4) Peso: Sin límite

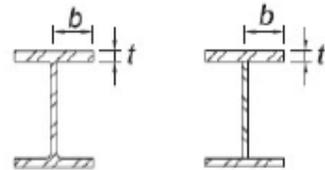
5) Espeso ala: Sin requerimientos

6) Relaciones ancho espesor: criterio alta ductilidad, AISC 341-16 Tabla D1.1

Ancho espesor: Alas

$$\frac{bc}{2 \cdot t_{fc}} = 6.977$$

$$\lambda_{hdc} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.39$$



$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{bc}{2 \cdot t_{fc}} \leq \lambda_{hdc} \\ \parallel \text{ "Highly Ductile" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "More ductile" } \end{array} \right| = \text{"Highly Ductile"}$$

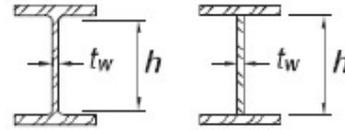
Ancho espesor: Alma

$$P_y := R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_c = 653.511 \text{ tonnef}$$

$$\phi_c := 0.9$$

$$C_{ac} := \frac{N_c}{\phi_c \cdot P_y} = 0.073$$

$$\frac{d_c}{t_{wc}} = 24.75$$



$$\lambda_{hd} := \text{if } C_{ac} \leq 0.114 \quad \left| \quad = 54.866 \right.$$

$$\left\| \begin{array}{l} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_{ac}) \\ \text{else} \\ \text{if } 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{ac}) \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \\ \left\| \begin{array}{l} 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{ac}) \\ \text{else} \\ 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\text{if } \frac{d_c}{t_{wc}} \leq \lambda_{hd} \quad \left| \quad = \text{"Highly Ductile"} \right.$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{"Highly Ductile"} \\ \text{else} \\ \text{"Moredately Ductile"} \end{array} \right.$$

7) Arriostamiento lateral: AISC 341-16, no aplica en este caso

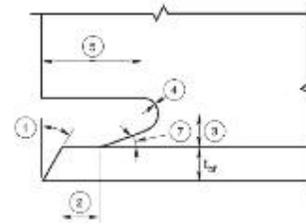
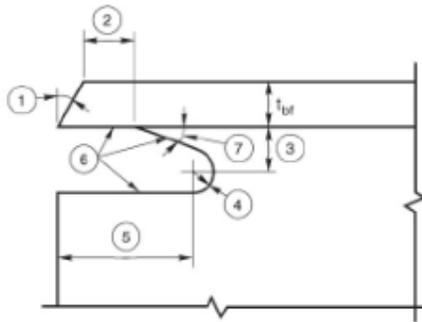
c) Relaciones Columna-Viga

- 1) Zona panel debe satisfacer los requerimientos de AISC 341-16 E3
- 2) Se debe satisfacer criterio columna fuerte-viga débil

d) Soldadura alas de la viga - alas columna

1) Alas de la viga a alas de la columna: Penetración completa (CJP) cumpliendo los requerimientos AISC 341-16

2) Agujero de acceso: Debe satisfacer AWS D1.8M, Sección 6.11.1.2, calidad soldadura de agujero de acceso debe satisfacer los requerimientos de AWS D1.8



- Notes:
1. Fillet as required for the WPS.
 2. t_{fb} or 1/2 in [12 mm], whichever is larger (also 1/2 t_{fb} or minimum 1/4 in).
 3. The minimum dimension shall be 2/4 t_{fb} or 3/4 in [20 mm], whichever is greater. The maximum dimension shall be t_{fb} or 1/4 in [6 mm].
 4. R/R is [10 mm] minimum radius (-) or unlimited.
 5. 3/4 in [19 mm] [12 mm].
 6. See 6.10.2.1 for surface roughness requirements.
 7. Tolerances shall not accumulate to the extent that the angle of the access hole out to the flange surface exceeds 25°.

Figure 6.2—Alternate Geometry—
Beam Flange Weld Access Hole Detail
(see 6.10.1.2)

Dimensiones agujeros de acceso

$$ah1 := 30 \text{ deg}$$

$$ah2 := t_{fb} = 12.7 \text{ mm}$$

$$ah3 := 15 \cdot \text{mm}$$

$$ah4 := 10 \cdot \text{mm}$$

$$ah5 := 3 \cdot t_{fb} = 38.1 \text{ mm}$$

$$ah7 := \text{atan} \left(\frac{ah3 - ah4}{ah5 - ah2} \right) = 11.136 \text{ deg}$$

Distancia entre agujeros de acceso $hp := hb - 2 \cdot t_{fb} - 2 \cdot (ah3 + ah4) = 284.6 \text{ mm}$

Verificación dimensiones $t_{fb} \cdot \tan(ah1) = 7.332 \text{ mm}$

$$\min \left(\frac{3}{4} \cdot t_{fb}, 20 \text{ mm} \right) = 9.525 \text{ mm}$$

$$t_{fb} + 6 \text{ mm} = 18.7 \text{ mm}$$

$$\text{if } \min \left(\frac{3}{4} \cdot t_{fb}, 20 \text{ mm} \right) \leq ah3 \leq t_{fb} + 6 \text{ mm} \text{ then "Cumple"}$$

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

$$ah7 = 11.136 \text{ deg} \quad \text{if } ah7 \leq 25 \cdot \text{deg} \text{ then "Cumple"}$$

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

$ah4 = 10 \text{ mm}$

if $10 \cdot \text{mm} \leq ah4$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

F) Limitaciones conexión alma viga-columna

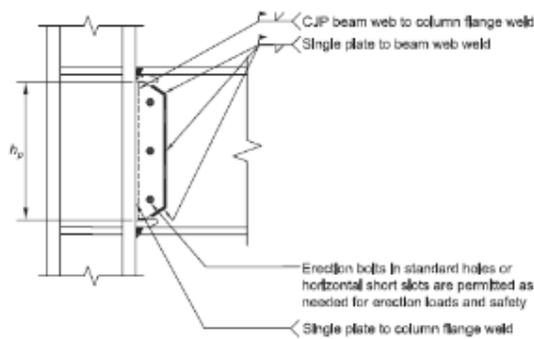
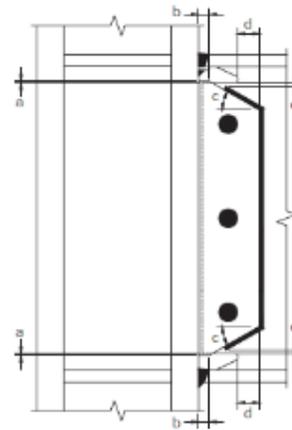


Fig. 8.2. General details of beam web-to-column flange connection.



Notes

- a = 1/4 in. (6 mm) minimum, 1/2 in. (12 mm) maximum
- b = 1 in. (25 mm) minimum
- c = 30° (±10°)
- d = 2 in. (50 mm) minimum
- e = 1/2 in. (12 mm) minimum distance, 1 in. (25 mm) maximum distance from end of fillet weld to edge of access hole

Fig. 8.3. Details at top and bottom of single-plate shear connection.

Dimensión placa de corte (Fig 8.3 AISC 358-16)

Espesor placa de corte

$sp := twb = 8 \text{ mm}$
 $sa := 10 \text{ mm}$
 $sb := 25 \text{ mm}$
 $sc := 30 \text{ deg}$
 $sd := 50 \text{ mm}$
 $se := 15 \cdot \text{mm}$

Verificación dimensiones

if $6 \text{ mm} \leq sa \leq 12 \text{ mm}$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

if $25 \text{ mm} \leq sb$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

if $5 \text{ mm} \leq d$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

if $12 \text{ mm} \leq se \leq 25 \text{ mm}$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

b) La conexión individual a corte debe estar soldada al ala de la columna

$$FEXX := 70 \text{ ksi}$$

$$Fnpc := 0.6 \cdot FEXX \cdot \sqrt{2} = 409.528 \text{ MPa}$$

Corte de diseño soldadura:

$$Vsp := hp \cdot sp \cdot (0.6 \cdot Ryb \cdot Fyb) = 512.28 \text{ kN}$$

Espesor de soldadura

$$Dwsp := \frac{Vsp}{0.75 \cdot Fnpc \cdot hp} = 5.86 \text{ mm}$$

c) La placa individual de corte debe estar conectada al alama de la viga con soldadura filete

Espesor de soldadura

$$Dwsp2 := sp - 2 \text{ mm} = 6 \text{ mm}$$

d) Pernos verticales en agujeros estándar o pernos horizontales en espacios pequeños son permitidos si es necesario

e) Soldadura de penetración completa debe ser utilizada entre el alma de la viga y el ala de la columna. Esta soldadura debe ser suministrada sobre todo el largo del alma, entre los agujeros de acceso de la soldadura, además debe satisfacer los requerimientos de demanda de soldadura crítica AISC 360-16 y AWS D1.8/D1.8M

Procedimiento de diseño (AISC 358-16)
Capítulo 8

Paso 1: Momento máximo probable en la rótula plástica (AISC 358-16 2.4.3)

$$c_{pr} := 1.4 \quad c_{pr1} := \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}} = 1.3$$

$$M_{pr} := c_{pr} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot z_{xb} = 534.975 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Paso 2: Ubicación de rótula plástica (S_h), se debe ubicar cerca de la cara de la columna

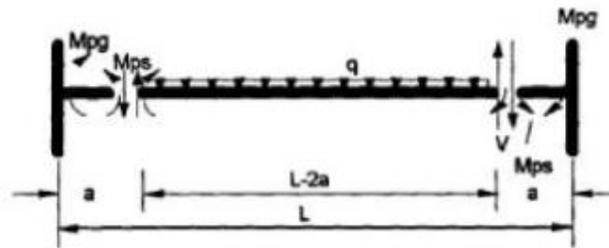
$$S_h := \frac{h_c}{2} = 170 \text{ mm}$$

Paso 3: Cálculo de fuerza de corte (V_h) en la ubicación de la rótula plástica

Distancia entre rótulas plásticas $L_h := l - 2 \cdot S_h = (6.66 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Corte por cargas gravitacionales $V_{gravidad} := q \cdot \frac{L_h}{2} = 25.7 \text{ kN}$

Corte en la rótula plástica (AISC 358-16 10.8) $V_h := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} + V_{gravidad} = 186.354 \text{ kN}$



$$M_{pg} = M_{ps} + Va$$

$$V = 2M_{ps}/(L-2a) + q(L-2a)/2$$

Paso 4: Verificación Limitaciones viga - columna (AISC 341-16, Capítulo E3, Sección 4a)

Criterio Columna Fuerte-Viga Débil

Viga:

Momento adicional producto de amplificación del corte

$$M_v := V_h \cdot \frac{h_c}{2} = 31.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a_s := 1 \quad M_{pb} := (M_{pr} + a_s \cdot M_v) = 566.655 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Columna:

Solicitaciones en el nodo por ambas columnas producto de las cargas últimas 1.2D+L+1.4E

$$P_{uci} := 39.15 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{ucii} := 85.8 \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{pc} := z_{xc} \cdot \left(\left(F_{yc} - a_s \cdot \frac{P_{uci}}{A_c} \right) + \left(F_{yc} - a_s \cdot \frac{P_{ucii}}{A_c} \right) \right) = (1.031 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{pc}}{M_{pb}} = 1.82 \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pc}}{M_{pb}} > 1 \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

Zona Panel: AISC 360-16 (Capítulo J)

J10.6 Corte Zona Panel

$$\phi_{j6} := 0.9$$

$$H := \text{mean}(H_u, H_i) = (4 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Fuerza de corte en la porción de la columna fuera de la zona panel, que ocurre cuando las vigas han alcanzado su máximo momento probable AISC 358-16

$$V_{col} := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{H} = 27.276 \text{ tonnef}$$

$$\text{Corte solicitante C-E3-9 AISC 341-16} \quad R_{upz} := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{h_b - t_{fb}} - V_{col} = (2.813 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza de fluencia: AISC 360 J10.6} \quad P_y := F_{yc} \cdot A_c = (4.273 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Esfuerzo requerido: AISC 360 J10.6 $Pr := \text{mean}(Puci, Pucii) = 612.67 \text{ kN}$

Resistencia Nominal: AISC 360 J10.6

$$Rnj6 := \begin{cases} 1 \cdot Pr \leq 0.4 \cdot Py \\ \left\| \begin{array}{l} 0.6 \cdot Fyc \cdot dc \cdot twc \\ \text{else} \\ 0.6 \cdot Fyc \cdot dc \cdot twc \cdot \left(1.4 - 1 \cdot \frac{Pr}{Py}\right) \end{array} \right\| \end{cases} = 534.6 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \text{if } \phi j6 \cdot Rnj6 \geq Rupz \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"Se deben usar doubler plates"} \end{array} \right\| \end{cases} = \text{"Se deben usar doubler plates"}$$

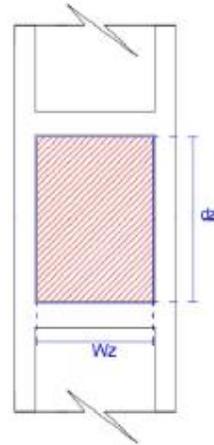
Diseño Doubler Plates: J10.9 AISC 360-16

Espesor mínimo requerido

$$tdp := twc \frac{Rupz}{\phi j6 \cdot Rnj6} - twc = 58.165 \text{ mm}$$

Usar dos planchas adosadas de 7.5 mm

$$\begin{aligned} tdp &:= 7.5 \text{ mm} \\ wz &:= hc - 2 \cdot tfc = 297 \text{ mm} \\ dz &:= hb - 2 \cdot tfb = 334.6 \text{ mm} \end{aligned}$$



Espesor zona panel AISC 341-16 E3-7

$$\begin{cases} tdp := 30 \text{ mm} \\ \frac{dz + wz}{90} = 7.018 \text{ mm} \\ \text{if } tdp \geq \frac{dz + wz}{90} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right\| \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

$$Rnj6 := 0.6 \cdot Fyc \cdot dc \cdot (twc + 2 \cdot tdp) = (3.208 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \text{if } \phi j6 \cdot Rnj6 \geq Rupz \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"Se deben usar doubler plates"} \end{array} \right\| \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Paso 5: Chequear diseño de la viga al esfuerzo de corte

$$V_u := V_h = 186.354 \text{ kN}$$

$$A_w := t_{wb} \cdot (h_b - t_{fb}) = (2.778 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$C_{v1} := \begin{cases} \frac{(h_b - 2 \cdot t_{fb})}{t_{wb}} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E_b}{F_{yb}}} & = 1 \\ 1.0 & \\ \text{else} & \\ \text{"No cumple"} & \end{cases}$$

$$\phi := 1 \quad V_n := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_w \cdot C_{v1} = 416.76 \text{ kN}$$

$$V_u = 186.354 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \text{if } \phi \cdot V_n \geq V_u & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \text{"No cumple"} & \end{cases}$$

Paso 6: Chequear los requerimientos de las placas de continuidad para la sección 2.4.4

Verificar columna placas de continuidad AISC 360-16 J10, AISC 341-16 E3.6f

a) Esfuerzo requerido en la cara de la columna excede el esfuerzo disponible

$$M_f := M_{pr} = 534.975 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_d := h_b - t_{fb} = 34.73 \text{ cm}$$

$$P_f := \frac{0.85 \cdot M_f}{a_s \cdot d_d} = (1.309 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

J10.1 Pandeo local del ala

$$\phi_{j1} := 0.9$$

$$R_{nj1} := 6.25 \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}^2 = 722.266 \text{ kN}$$

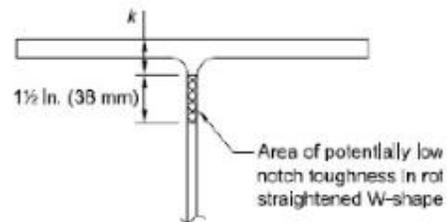


Fig. C-J10.7. Representative "k-area" of a wide-flange sh

J10.2 Fluencia local del alma

$$\phi_{j2} := 1$$

$$k_{j2} := t_{fc} + f_r = 48.5 \text{ mm}$$

$$l_{bj2} := t_{fb} = 12.7 \text{ mm}$$

$$R_{nj2} := F_{yc} \cdot t_{wc} \cdot (5 \cdot k_{j2} + l_{bj2}) = 765.6 \text{ kN}$$

J10.3 Arrugamiento del Alma

$$\phi_{j3} := 0.75$$

$$l_{bj3} := t_{fb} = 12.7 \text{ mm}$$

$$Q_f := 1$$

$$R_{nj3} := 0.8 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{l_{bj3}}{d_c} \right) \cdot \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E_c \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} \cdot Q_f = (1.149 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

J10.5 Pandeo del alma en compresión

$$\phi_{j5} := 0.9$$

$$Q_{f5} := 1$$

$$h_{j5} := d_c - 2 \cdot k_{j2} = 200 \text{ mm}$$

$$R_{nj5} := \left(\frac{24 \cdot t_{fc}^3 \cdot \sqrt{E_c \cdot F_{yc}}}{h_{j5}} \right) \cdot Q_{f5} = (8.433 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Verificación del menor caso

$$F_{minc} := \min(\phi_{j1} \cdot R_{nj1}, \phi_{j2} \cdot R_{nj2}, \phi_{j3} \cdot R_{nj3}, \phi_{j5} \cdot R_{nj5}) = 650.039 \text{ kN}$$

$$P_f = (1.309 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

if $F_{minc} \geq P_f$	= “Se requieren placas de continuidad”
“Cumple”	
else	
“Se requieren placas de continuidad”	

b) Cuando el espesor del ala de la columna es menor que el espesor límite (AISC 341-16, Sección E3-8)

Espesor límite (AISC 341-16 E3-8)

$$t_{lim} := \frac{bb}{6} = 28.333 \text{ mm}$$

if $t_{fc} \leq t_{lim}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se requieren placas de continuidad"	

Diseño placas de continuidad

Propiedades del Acero

$$F_{ypc} := 250 \text{ MPa}$$

$$F_{upc} := 400 \text{ MPa}$$

Máxima fuerza sometido ala de la viga (Ff)

$$F_f := \frac{M_f}{h_b - t_{fb}} = (1.54 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

A) Resistencia a la tracción

$$F_{tpc} := F_f - F_{minc} = 890.344 \text{ kN}$$

$$clip := 30 \text{ mm}$$

$$L_{pc} := dc = 297 \text{ mm}$$

$$b_{pc_{min}} := \frac{(bb - twc)}{2} = 79 \text{ mm}$$

$$b_{pc_{max}} := \frac{(bc - twc)}{2} = 144 \text{ mm}$$

$$b_{pc} := 143.9 \text{ mm}$$

Verificación Anchura

$$\frac{bc}{2} - \frac{twc}{2} = 144 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{bc}{2} - \frac{twc}{2} \geq b_{pc} \text{ } \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

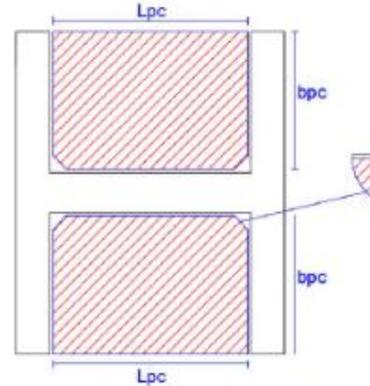
$$t_{pc} := 22 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.9$$

$$R_n := \phi \cdot F_{ypc} \cdot (b_{pc} - clip) \cdot t_{pc} \cdot 2 = (1.128 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\phi \cdot R_n = (1.015 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \phi \cdot R_n \geq F_{tpc} \text{ } \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$



Esquema cara de columna y placas de continuidad

Anchura requerida

B) Resistencia a corte

$$R_{pcv} := 2 \cdot 0.6 \cdot F_{ypc} \cdot t_{pc} \cdot (L_{pc} - 2 \cdot c_{lip}) = (1.564 \cdot 10^3) \text{ kN}$$
$$2 \cdot F_{t_{pc}} = (1.781 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } 1 \cdot R_{pcv} \geq F_{t_{pc}} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

C) Requisitos adicionales J10.8 AISC 360-16

a) $\left. \begin{array}{l} \text{if } b_{pc} + 0.5 \cdot t_{wc} \geq \frac{1}{3} \cdot t_{fb} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$ $b_{pc} + 0.5 \cdot t_{wc} = 149.9 \text{ mm}$
 $\frac{1}{3} \cdot t_{fb} = 4.233 \text{ mm}$

b) $\left. \begin{array}{l} \text{if } t_{pc} \geq \max\left(\frac{t_{fb}}{2}, \frac{b_{pc}}{16}\right) \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$ $t_{pc} = 22 \text{ mm}$
 $\max\left(\frac{t_{fb}}{2}, \frac{b_{pc}}{16}\right) = 8.994 \text{ mm}$

c) $\left. \begin{array}{l} \text{if } L_{pc} \geq \frac{1}{2} \cdot d_c \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$ $L_{pc} = 297 \text{ mm}$
 $\frac{1}{2} \cdot d_c = 148.5 \text{ mm}$

D) Diseño soldadura

Alas: Penetración Completa

Alma: Filete J4 AISC 360-16

$$FEXX := 70 \text{ ksi}$$

$$Fnpc := 0.6 \cdot FEXX \cdot \sqrt{2} = 409.528 \text{ MPa}$$

Espesor soldadura

$$Dwpc := \frac{0.6 \cdot Ryc \cdot Fypc \cdot tpc}{0.75 \cdot Fnpc} = 16.116 \text{ mm}$$

Espesor parte mas delgada unida

$$esp := \min(twc, tpc) = 12 \text{ mm}$$

Espesor mínimo de soldadura AISC
360-16, Capítulo J Tabla J2.4

$$emin := 8 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.9$$

$$Rn := \phi \cdot Fypc \cdot (bpc - clip) \cdot tpc \cdot 2 = (1.128 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Rn = (1.015 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

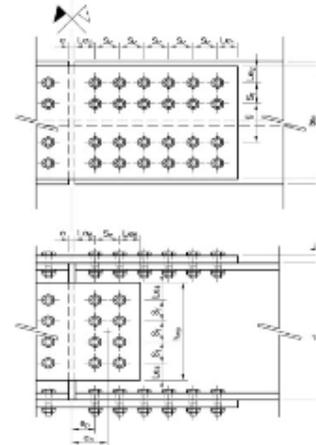
$$w := \frac{\phi \cdot Rn}{0.636 \cdot (Lpc - 2 \cdot clip) \cdot FEXX} = 13.95 \text{ mm}$$

Diseño Empalmes

Planchas de ala

Número de filas de pernos
Número de columnas de pernos
Espesor tentativo de las planchas
Ancho de la plancha
Gramil pernos internos
Separación entre fila de pernos (MOD)
Separación entre columna de pernos
Distancia al borde de la plancha
Distancia al borde lateral de la plancha
Distancia al borde de la viga
Separación entre vigas

$nf := 2$
 $nc := 4$
 $t_{fp} := 22 \text{ mm}$
 $b_{fp} := 170 \text{ mm}$
 $g := 80 \text{ mm}$
 $S_f := 0 \text{ mm}$
 $S_c := 75 \text{ mm}$
 $Le1 := 40 \text{ mm}$
 $Le2 := 45 \text{ mm}$
 $Le3 := 40 \text{ mm}$
 $e := 10 \text{ mm}$



Planchas de alma

Número de planchas en el alma
Número de filas de pernos
Número de columnas de pernos
Espesor tentativo de las planchas
Separación entre fila de pernos
Separación entre columna de pernos
Distancia al borde de la plancha
Distancia al borde lateral de la plancha
Distancia al borde de la viga
Separación entre vigas

$n_{wp} := 2$
 $n_{wf} := 3$
 $n_{wc} := 1$
 $t_{wp} := 6 \text{ mm}$
 $S_{wf} := 55 \text{ mm}$
 $S_{wc} := 0 \text{ mm}$
 $Le4 := 30 \text{ mm}$
 $Le5 := 30 \text{ mm}$
 $Le6 := 30 \text{ mm}$
 $h_{wp} := S_{wf} \cdot (n_{wf} - 1) + 2 \cdot Le4 = 170 \text{ mm}$

Tipo de acero: ASTM A572 Gr.50

Tensión de Fluencia del acero $F_{yp} := 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tensión de Rotura del acero $F_{up} := 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Pernos de conexión

Alas: 325-M

Capacidad nominal a corte

$F_v := 469 \text{ MPa}$

Alma: 325-m

Capacidad nominal a corte

$F_v := 469 \text{ MPa}$

Solicitaciones de diseño

Ubicación empalme

$$a := 1.13 \text{ m} + \frac{hc}{2} = 1.3 \text{ m}$$

Momento flector c/r a posición de empalme

$$Mu := \frac{M_{pr}}{\left(3.5 \cdot m - \frac{hc}{2}\right)} \cdot (a - 3.5 \cdot m) = 353.437 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fuerza cortante

$$Vu := Vh = 186.354 \text{ kN}$$

Diseño Ala

a.- Diseño plancha de ala y pernos de unión

$$P_{uf} := \frac{Mu}{hb + t_{fp}} = 925.228 \text{ kN}$$

b.- Cálculo del diámetro "db" requerido para los pernos (AISC 360-16, Capítulo J3.6)

Número de planos de corte

$$n_{pc} := n_f \cdot n_c = 8$$

$$\Phi_n := 0.75$$

$$db_{reqd} := \sqrt{\frac{4 \cdot P_{uf}}{\Phi_n \cdot \pi \cdot n_{pc} \cdot F_v}} = 20.461 \text{ mm}$$

Pernos seleccionados:

Diámetro nominal

$$db := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$$

Diámetro nominal agujero

$$dh := \frac{13}{16} \text{ in} = 20.638 \text{ mm}$$

c.- Verificación de la rotura por flexión de la viga empalmada (AISC 360-16, Capítulo F, Sección F13.1)

$$\Phi_b := 0.90$$

Área gruesa ala traccionada:

$$A_{fg} := t_{fb} \cdot b_b = 21.59 \text{ cm}^2$$

Área Neta ala traccionada:

$$A_{fn} := A_{fg} - t_{fb} \cdot (n_f \cdot dh) = 16.348 \text{ cm}^2$$

$$M_n := F_{ub} \cdot \frac{A_{fn}}{A_{fg}} \cdot s_{xb} = 273.806 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Y_t := \begin{cases} \frac{F_{yb}}{F_{ub}} \leq 0.8 & = 1 \\ 1.0 \\ \text{else} \\ 1.1 \end{cases}$$

$$F_{ub} \cdot A_{fn} = 653.923 \text{ kN}$$

$$Y_t \cdot F_{yb} \cdot A_{fg} = 539.75 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \text{if } F_{ub} \cdot A_{fn} \geq Y_t \cdot F_{yb} \cdot A_{fg} & = \text{"No aplica estado tensional de rotura"} \\ \text{"No aplica estado tensional de rotura"} \\ \text{else} \\ \text{if } \Phi_b \cdot M_n \geq M_u & \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{cases}$$

d.- Verificación de la resistencia al aplastamiento y al desgarramiento (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J3.10)

$$\Phi := 0.75$$

$$\text{Número de pernos internos} \quad n_i := n_f \cdot (n_c - 1) = 6$$

$$\text{Número de pernos externos} \quad n_o := n_f = 2$$

Planchas de ala:

$$\text{Resistencia al aplastamiento} \quad 2.4 \cdot d_b \cdot t_{fp} \cdot F_{up} = 450.781 \text{ kN}$$

Desgarramiento en el borde de la plancha de los pernos externos

$$L_c := L_e1 - \frac{d_h}{2} = 29.681 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up} = 351.175 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (Menor)

$$R_{no} := \min(2.4 \cdot d_b \cdot t_{fp} \cdot F_{up}, 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up}) = 351.175 \text{ kN}$$

Desgarramiento de la plancha entre pernos internos:

$$L_c := S_c - dh = 54.363 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up} = 643.191 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (Menor)

$$R_{ni} := \min(2.4 \cdot db \cdot t_{fp} \cdot F_{up}, 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up}) = 450.781 \text{ kN}$$

Se verifica resistencia al aplastamiento

$$\Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no}) = (2.555 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{uf} = 925.228 \text{ kN}$$

$$F_U := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no})} = 0.362$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no}) \geq P_{uf} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. \\ \quad \left. \right| = \text{"Cumple"} \end{array}$$

Alas de la viga:

Resistencia al aplastamiento $2.4 \cdot db \cdot t_{fb} \cdot F_{ub} = 232.258 \text{ kN}$

Desgarramiento en el borde de la plancha por los pernos externos:

$$L_c := L_e3 - \frac{dh}{2} = 29.681 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub} = 180.937 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (Menor)

$$R_{no} := \min(2.4 \cdot db \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}, 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}) = 180.937 \text{ kN}$$

Desgarramiento de la plancha entre pernos internos:

$$L_c := S_c - dh = 54.363 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub} = 331.394 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (Menor)

$$R_{ni} := \min(2.4 \cdot db \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}, 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}) = 232.258 \text{ kN}$$

Se verifica resistencia y aplastamiento

$$\Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no}) = (1.317 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{uf} = 925.228 \text{ kN}$$

$$FU := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no})} = 0.703$$

$$\text{if } \Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no}) \geq P_{uf} \text{ } \left| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right. = \text{“Cumple”}$$

e.- Resistencia a la tracción de las planchas (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J4.1)

$$\Phi := 0.90$$

Cedencia en tracción:

$$A_g := t_{fp} \cdot b_{fp} = 37.4 \text{ cm}^2$$

$$R_n := F_{yp} \cdot A_g = (1.289 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{uf} = 925.228 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = (1.16 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot R_n} = 0.797$$

$$\text{if } \Phi \cdot R_n \geq P_{uf} \text{ } \left| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right. = \text{“Cumple”}$$

Fractura en tracción

$$\Phi := 0.75 \quad U := \text{if } b_{fp} \geq \frac{2}{3} \cdot h_b \text{ } \left| \begin{array}{l} 0.9 \\ \text{else} \\ 0.85 \end{array} \right. = 0.85$$

$$A_n := \min(U \cdot A_g, t_{fp} \cdot (b_{fp} - n_f \cdot d_h)) = 28.32 \text{ cm}^2$$

$$R_n := F_{up} \cdot A_n = (1.269 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{uf} = 925.228 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = 951.883 \text{ kN}$$

$$FU := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot R_n} = 0.972$$

if $\Phi \cdot R_n \geq P_{uf}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

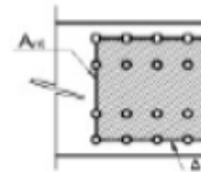
f.- Resistencia por bloque de corte en la placa y el ala de la viga (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J4.3)

$$\Phi := 0.75$$

$$U_{bs} := 1$$

Planchas de ala:

Modo de falla 1:



Área gruesa de corte $Agv := 2 \cdot t_{fp} \cdot ((nc - 1) \cdot Sc + Le1) = 116.6 \text{ cm}^2$

Área neta de corte $Anv := Agv - 2 \cdot t_{fp} \cdot (dh \cdot (nc - 0.5)) = 84.818 \text{ cm}^2$

Área neta de tracción $Ant := t_{fp} \cdot \left(\left(Sf \cdot \frac{nf}{2} + g \right) - (nf - 1) \cdot dh \right) = 13.06 \text{ cm}^2$

$$R_n := \min(0.6 \cdot F_{up} \cdot Anv + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot Ant, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot Agv + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot Ant) = (2.866 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

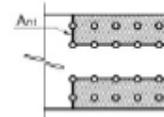
$$P_{uf} = 925.228 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = (2.15 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot R_n} = 0.43$$

if $\Phi \cdot R_n \geq P_{uf}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

Modo de falla 2:



Área gruesa de corte $Agv := 2 \cdot t_{fp} \cdot ((nc - 1) \cdot Sc + Le1) = 116.6 \text{ cm}^2$

Área neta de corte $Anv := Agv - 2 \cdot t_{fp} \cdot (dh \cdot (nc - 0.5)) = 84.818 \text{ cm}^2$

Área neta de tracción $Ant := 2 \cdot t_{fp} \cdot \left((Le2 + Sf) - dh \cdot \left(\frac{nf}{2} - 0.5 \right) \right) = 15.26 \text{ cm}^2$

$$Rn := \min(0.6 \cdot Fup \cdot Anv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant, 0.6 \cdot Fyp \cdot Agv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant) = (2.965 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

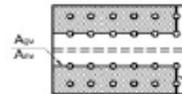
$$Puf = 925.228 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot Rn = (2.223 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{Puf}{\Phi \cdot Rn} = 0.416$$

if $\Phi \cdot Rn \geq Puf$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

Alas de la viga:



Área gruesa de corte $Agv := 2 \cdot tfb \cdot ((nc - 1) \cdot Sc + Le3) = 67.31 \text{ cm}^2$

Área neta de corte $Anv := Agv - 2 \cdot tfb \cdot dh \cdot (nc - 0.5) = 48.963 \text{ cm}^2$

Área neta de tracción $Ant := 2 \cdot tfb \cdot \left((Le2 + Sf) - dh \cdot \left(\frac{nf}{2} - 0.5 \right) \right) = 8.809 \text{ cm}^2$

$$Rn := \min(0.6 \cdot Fub \cdot Anv + Ubs \cdot Fub \cdot Ant, 0.6 \cdot Fyb \cdot Agv + Ubs \cdot Fub \cdot Ant) = (1.362 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$Pufv := \frac{Mu}{hb - tfb} = (1.018 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot Rn = (1.022 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{Pufv}{\Phi \cdot Rn} = 0.996$$

if $\Phi \cdot Rn \geq Pufv$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

Diseño de la plancha de corte en el alma y pernos de unión

a) Cálculo del diámetro "db" requerido para los pernos (Corte excéntrico método elástico)

Excentricidad del grupo de pernos

$$eb := Le6 + \frac{(Swc \cdot (nwc - 1) + e)}{2} = 35 \text{ mm}$$

Número de pernos

$$nb := nwf \cdot nwc = 3$$

Coordenadas del perno mas alejado del grupo

$$xi_x := \frac{Swc \cdot (nwc - 1)}{2} = 0 \text{ mm}$$
$$yi_x := \frac{nwf - 1}{2} \cdot Swf = 55 \text{ mm}$$

Momento de inercia del grupo de pernos (Por unidad de área)

$$x1 := 0 \text{ mm} \quad y1 := \frac{nwf - 1}{2} \cdot Swf = 55 \text{ mm}$$
$$x2 := 0 \text{ mm} \quad y2 := \frac{nwf - 3}{2} \cdot Swf = 0 \text{ mm}$$
$$x3 := 0 \text{ mm} \quad y3 := -\frac{nwf - 1}{2} \cdot Swf = -55 \text{ mm}$$

$$Ip := (x1^2 + y1^2) + (x2^2 + y2^2) + (x3^2 + y3^2) = 60.5 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante vertical en el perno más alejado

$$Viy := \frac{Vu}{nb} + \frac{Vu \cdot eb}{Ip} \cdot xi_x = 62.118 \text{ kN}$$

Fuerza cortante horizontal en el perno más alejado

$$Vix := \frac{Vu \cdot eb}{Ip} \cdot yi_x = 59.294 \text{ kN}$$

Fuerza de corte resultante sobre el perno más alejado

$$Vi := \sqrt{(Vix)^2 + (Viy)^2} = 85.875 \text{ kN}$$

Diámetro requerido para los pernos

$$\phi := 0.75 \quad db_{req} := \sqrt{\frac{4 \cdot V_i}{nwp \cdot \pi \cdot F_v}} = 10.797 \text{ mm}$$

Pernos seleccionados

$$\text{Diámetro nominal} \quad db := \frac{5}{8} \cdot in = 15.875 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro nominal agujero} \quad dh := \frac{11}{16} \cdot in = 17.463 \text{ mm}$$

b) Verificación de la resistencia al aplastamiento (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J3.10)

$$\phi := 0.75$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre la plancha

$$nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twp \cdot F_{up} = 204.901 \text{ kN}$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre el alma de la viga

$$nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twb \cdot F_{ub} = 243.84 \text{ kN}$$

$$R_n := \min(nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twp \cdot F_{up}, nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twb \cdot F_{ub}) = 204.901 \text{ kN}$$

$$V_i = 85.875 \text{ kN}$$

$$F_U := \frac{V_i}{\phi \cdot R_n} = 0.559$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \phi \cdot R_n \geq V_i \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

c) Verificación de la resistencia a la flexión de la plancha de alma

$$\phi := 0.9$$

$$e_p := Le_6 + \frac{e}{2} = 35 \text{ mm}$$

$$M_{up} := V_u \cdot e_p = 0.665 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cedencia en flexión

$$Z_{wp} := \frac{nwp \cdot twp \cdot hwp^2}{4} = 86.7 \text{ cm}^3$$

Tensión crítica de flexión en presencia del esfuerzo cortante f_v

$$f_v := \frac{V_u}{nwp \cdot twp \cdot hwp} = 91.35 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} := \sqrt{(F_{yp})^2 - 3 \cdot f_v^2} = 306.246 \text{ MPa}$$

$$M_n := F_{cr} \cdot Z_{wp} = 26.551 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{up} = 6.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_U := \frac{M_{up}}{\Phi \cdot M_n} = 0.328$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \Phi \cdot M_n \geq M_{up} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{array} = \text{"Cumple"}$$

Fractura en flexión

$$\phi := 0.75$$

$$Z_{net} := \frac{nwp \cdot twp}{4} \cdot \left(hwp^2 - \frac{S_{wf}^2 \cdot n_{wf} \cdot (n_{wf}^2 - 1) \cdot dh}{hwp} \right) = 64.327 \text{ cm}^3$$

$$M_n := F_{up} \cdot Z_{net} = 28.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{up} = 6.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \Phi \cdot M_n \geq M_{up} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{array} = \text{"Cumple"}$$

$$F_U := \frac{M_{up}}{\Phi \cdot M_n} = 0.302$$

d) Resistencia al corte de la plancha (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J4.2)

Cedencia por corte

$$\phi := 0.9$$

$$A_g := t_{wp} \cdot h_{wp} = 10.2 \text{ cm}^2$$

$$R_n := 0.6 \cdot n_{wp} \cdot F_{yp} \cdot A_g = 421.917 \text{ kN}$$

$$V_u = 186.354 \text{ kN}$$

$$FU := \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = 0.589$$

if $\phi \cdot R_n \geq V_u$ | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Fractura por corte

$$\phi := 0.75$$

$$A_{nv} := t_{wp} \cdot (h_{wp} - d_h \cdot n_f) = 8.105 \text{ cm}^2$$

$$R_n := 0.6 \cdot n_{wp} \cdot F_{up} \cdot A_{nv} = 435.857 \text{ kN}$$

$$V_u = 186.354 \text{ kN}$$

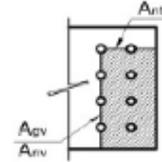
$$FU := \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = 0.57$$

if $\phi \cdot R_n \geq V_u$ | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

e) Resistencia por bloque de corte en la placa y el ala de la viga (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J4.3)

$$\phi := 0.75$$

$$U_{bs} := 0.5$$



$$\begin{aligned} \text{Área gruesa de corte} \quad A_{gv} &:= t_{wp} \cdot (L_{e4} + S_{wf} \cdot (n_{wf} - 1)) = 8.4 \text{ cm}^2 \\ \text{Área neta de corte} \quad A_{nv} &:= A_{gv} - t_{wp} \cdot d_h \cdot (n_{wf} - 0.5) = 5.781 \text{ cm}^2 \\ \text{Área neta de tracción} \quad A_{nt} &:= t_{wp} \cdot (L_{e5} + S_{wc} \cdot (n_{wc} - 1) - (n_{wc} - 0.5) \cdot d_h) = 1.276 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$R_n := n_{wp} \cdot \min(0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) = 368.071 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = 276.054 \text{ kN}$$

$$V_u = 186.354 \text{ kN}$$

$$F_U := \frac{V_u}{\Phi \cdot R_n} = 0.675$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } \Phi \cdot R_n \geq V_u & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Verificaciones Dimensionales

Se establece las dimensiones de los pernos de empalmes de ala y alma (Specification for structural Joints Using High-Strength Bolts 2014)

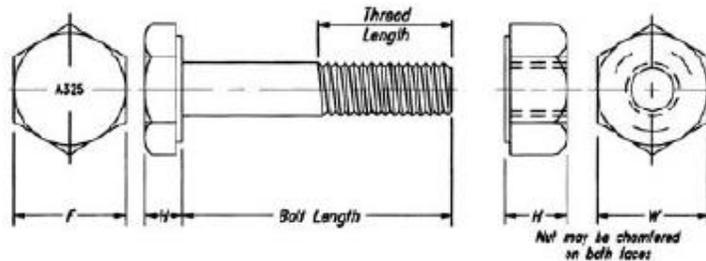


Table C-2.1. Bolt and Nut Dimensions

Nominal Bolt Diameter, d_b , in.	Heavy-Hex Bolt Dimensions, in.			Heavy-Hex Nut Dims., in.	
	Width across flats, F	Height, H_1	Thread Length, T	Width across flats, W	Height, H_2
$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{9}{16}$	1	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{8}$
$\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{25}{64}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{39}{64}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{19}{32}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{47}{64}$
$\frac{7}{8}$	$1\frac{7}{8}$	$\frac{35}{64}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{7}{8}$	$\frac{55}{64}$
1	$1\frac{5}{8}$	$\frac{39}{64}$	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{5}{8}$	$\frac{63}{64}$
$1\frac{1}{8}$	$1\frac{19}{16}$	$\frac{7}{16}$	2	$1\frac{9}{16}$	$1\frac{7}{8}$
$1\frac{1}{4}$	2	$\frac{25}{32}$	2	2	$1\frac{1}{32}$
$1\frac{3}{8}$	$2\frac{3}{16}$	$\frac{27}{32}$	$2\frac{1}{8}$	$2\frac{3}{16}$	$1\frac{1}{32}$
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{3}{8}$	$\frac{15}{16}$	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{3}{8}$	$1\frac{15}{32}$

Empalme Alas

$$db := \frac{3}{4} \cdot \text{in} = 19.05 \text{ mm} \quad \text{Diámetro pernos}$$

$$H1s := \frac{15}{32} \cdot \text{in} = 11.906 \text{ mm} \quad \text{Altura cabeza perno}$$

$$F1s := \frac{5}{4} \cdot \text{in} \quad \text{Ancho a lo largo de la cabeza}$$

$$Ts := \frac{11}{8} \cdot \text{in} = 34.925 \text{ mm} \quad \text{Largo de hilo}$$

$$Ws := \frac{5}{4} \cdot \text{in} = 31.75 \text{ mm} \quad \text{Ancho tuerca}$$

$$H2s := \frac{47}{64} \cdot \text{in} = 18.653 \text{ mm} \quad \text{Altura Tuerca}$$

Empalme Alma

$$dbw := \frac{5}{8} \cdot \text{in} = 15.875 \text{ mm}$$

$$H1w := \frac{25}{64} \cdot \text{in} = 9.922 \text{ mm}$$

$$F1w := \frac{17}{16} \cdot \text{in} = 26.988 \text{ mm}$$

$$Tw := \frac{5}{4} \cdot \text{in} = 31.75 \text{ mm}$$

$$Ww := \frac{17}{16} \cdot \text{in}$$

$$H2w := \frac{39}{64} \cdot \text{in} = 15.478 \text{ mm}$$

Largo Pernos

$$\text{Perno Ala} \quad Lbs := tfp + tfb + Ts = 69.625 \text{ mm}$$

$$\text{Perno Alma} \quad Lpsw := twp \cdot nwp + twb + Tw = 51.75 \text{ mm}$$

Verificación ancho de tuerca en los espaciamientos establecidos

Empalme Alas

$$\frac{\min(Le1, Le2, Le3, 2 \cdot (0.5 \cdot g - 0.5 twb - frb))}{2} = 18 \text{ mm}$$

$$\frac{\max(F1s, Ws)}{2} = 15.875 \text{ mm}$$

$$\text{if } \frac{\max(F1s, Ws)}{2} \leq \frac{\min(Le1, Le2, Le3, 2 \cdot (0.5 \cdot g - 0.5 twb - frb))}{2} \quad \Big| = \text{"Cumple"}$$

|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Empalme Alma

$$\frac{\min(Le4, Le5, Le6, Swf)}{2} = 15 \text{ mm}$$

$$\frac{\max(F1w, Ww)}{2} = 13.494 \text{ mm}$$

$$\text{if } \frac{\max(F1w, Ww)}{2} \leq \frac{\min(Le4, Le5, Le6, Swf)}{2} \quad \Big| = \text{"Cumple"}$$

|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Dimensiones empalme ala

$ed := 1 \text{ in}$

Distancia mínima al borde (Tabla J3.4) AISC 360-16

if $ed \leq Le1 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot db + \frac{2}{3} \cdot db\right) \leq 2 Le3 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

if $ed \leq Le2 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot db + \frac{2}{3} \cdot db\right) \leq Sc \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot db + \frac{2}{3} \cdot db\right) \leq g \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

Largo empalme

$$hs := e + 2 \cdot (Le3 + Le1 + Sc \cdot (nc - 1)) = 62 \text{ cm}$$

Dimensiones empalme alma

$edw := 1$ **in**

Distancia mínima al borde (Tabla J3.4) AISC 360-16

if $edw \leq Le4 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

if $edw \leq Le5 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot dbw + \frac{2}{3} \cdot dbw\right) \leq Swf \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot dbw + \frac{2}{3} \cdot dbw\right) \leq 2 \cdot Le6 + \frac{e}{2} \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Verificación altura

$$hb - 2 \cdot tfb = 334.6 \text{ mm}$$

$$hwp = 170 \text{ mm}$$

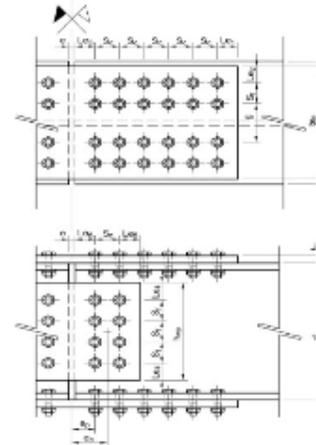
if $hwp \leq hb - 2 \cdot tfb$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Diseño Empalmes

Planchas de ala

Número de filas de pernos
Número de columnas de pernos
Espesor tentativo de las planchas
Ancho de la plancha
Gramil pernos internos
Separación entre fila de pernos (MOD)
Separación entre columna de pernos
Distancia al borde de la plancha
Distancia al borde lateral de la plancha
Distancia al borde de la viga
Separación entre vigas

$$\begin{aligned}nf &:= 2 \\nc &:= 5 \\t_{fp} &:= 31 \text{ mm} \\b_{fp} &:= 170 \text{ mm} \\g &:= 86 \text{ mm} \\S_f &:= 0 \text{ mm} \\S_c &:= 85 \text{ mm} \\Le1 &:= 45 \text{ mm} \\Le2 &:= 42 \text{ mm} \\Le3 &:= 45 \text{ mm} \\e &:= 10 \text{ mm}\end{aligned}$$



Planchas de alma

Número de planchas en el alma
Número de filas de pernos
Número de columnas de pernos
Espesor tentativo de las planchas
Separación entre fila de pernos
Separación entre columna de pernos
Distancia al borde de la plancha
Distancia al borde lateral de la plancha
Distancia al borde de la viga
Separación entre vigas

$$\begin{aligned}n_{wp} &:= 2 \\n_{wf} &:= 3 \\n_{wc} &:= 1 \\t_{wp} &:= 6 \text{ mm} \\S_{wf} &:= 55 \text{ mm} \\S_{wc} &:= 0 \text{ mm} \\Le4 &:= 30 \text{ mm} \\Le5 &:= 30 \text{ mm} \\Le6 &:= 30 \text{ mm} \\h_{wp} &:= S_{wf} \cdot (n_{wf} - 1) + 2 \cdot Le4 = 170 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tipo de acero: ASTM A572 Gr.50

Tensión de Fluencia del acero

$$F_{yp} := 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de Rotura del acero

$$F_{up} := 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Pernos de conexión

Alas: 325-M

Capacidad nominal a corte

$$F_v := 469 \text{ MPa}$$

Alma: 325-m

Capacidad nominal a corte

$$F_v := 469 \text{ MPa}$$

Solicitaciones de diseño

Ubicación empalme

$$a := 0.5 \text{ m} + \frac{hc}{2} = 670 \text{ mm}$$

Momento flector c/r a posición de empalme

$$M_u := \frac{M_{pr}}{\left(3.5 \cdot m - \frac{hc}{2}\right)} \cdot (a - 3.5 \cdot m) = 454.648 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fuerza cortante

$$V_u := V_h = 186.354 \text{ kN}$$

Diseño Ala

a.- Diseño plancha de ala y pernos de unión

$$P_{uf} := \frac{M_u}{hb + t_{fp}} = (1.163 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

b.- Cálculo del diámetro "db" requerido para los pernos (AISC 360-16, Capítulo J3.6)

Número de planos de corte

$$n_{pc} := n_f \cdot n_c = 10$$

$$\Phi_n := 0.75$$

$$db_{reqd} := \sqrt{\frac{4 \cdot P_{uf}}{\Phi_n \cdot \pi \cdot n_{pc} \cdot F_v}} = 20.516 \text{ mm}$$

Pernos seleccionados:

Diámetro nominal

$$db := 1 \text{ in} = 25.4 \text{ mm}$$

Diámetro nominal agujero

$$dh := \frac{9}{8} \text{ in} = 28.575 \text{ mm}$$

c.- Verificación de la rotura por flexión de la viga empalmada (AISC 360-16, Capítulo F, Sección F13.1)

$$\Phi_b := 0.90$$

Área gruesa ala traccionada:

$$A_{fg} := t_{fb} \cdot b_b = 21.59 \text{ cm}^2$$

Área Neta ala traccionada:

$$A_{fn} := A_{fg} - t_{fb} \cdot (n_f \cdot dh) = 14.332 \text{ cm}^2$$

$$M_n := F_{ub} \cdot \frac{A_{fn}}{A_{fg}} \cdot s_{xb} = 240.039 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Y_t := \begin{cases} \frac{F_{yb}}{F_{ub}} \leq 0.8 & = 1 \\ 1.0 \\ \text{else} \\ 1.1 \end{cases}$$

$$F_{ub} \cdot A_{fn} = 573.278 \text{ kN}$$

$$Y_t \cdot F_{yb} \cdot A_{fg} = 539.75 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \text{if } F_{ub} \cdot A_{fn} \geq Y_t \cdot F_{yb} \cdot A_{fg} & = \text{"No aplica estado tensional de rotura"} \\ \text{"No aplica estado tensional de rotura"} \\ \text{else} \\ \text{if } \Phi_b \cdot M_n \geq M_u & \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{cases}$$

d.- Verificación de la resistencia al aplastamiento y al desgarramiento (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J3.10)

$$\Phi := 0.75$$

$$\text{Número de pernos internos} \quad n_i := n_f \cdot (n_c - 1) = 8$$

$$\text{Número de pernos externos} \quad n_o := n_f = 2$$

Planchas de ala:

$$\text{Resistencia al aplastamiento} \quad 2.4 \cdot d_b \cdot t_{fp} \cdot F_{up} = 846.922 \text{ kN}$$

Desgarramiento en el borde de la plancha de los pernos externos

$$L_c := L_e1 - \frac{d_h}{2} = 30.713 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up} = 512.03 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (Menor)

$$R_{no} := \min(2.4 \cdot d_b \cdot t_{fp} \cdot F_{up}, 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up}) = 512.03 \text{ kN}$$

Desgarramiento de la plancha entre pernos internos:

$$L_c := S_c - dh = 56.425 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up} = 940.701 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (Menor)

$$R_{ni} := \min(2.4 \cdot db \cdot t_{fp} \cdot F_{up}, 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up}) = 846.922 \text{ kN}$$

Se verifica resistencia al aplastamiento

$$\Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no}) = (5.85 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{uf} = (1.163 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no})} = 0.199$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no}) \geq P_{uf} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{array} = \text{"Cumple"}$$

Alas de la viga:

Resistencia al aplastamiento $2.4 \cdot db \cdot t_{fb} \cdot F_{ub} = 309.677 \text{ kN}$

Desgarramiento en el borde de la plancha por los pernos externos:

$$L_c := L_e3 - \frac{dh}{2} = 30.713 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub} = 187.223 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (Menor)

$$R_{no} := \min(2.4 \cdot db \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}, 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}) = 187.223 \text{ kN}$$

Desgarramiento de la plancha entre pernos internos:

$$L_c := S_c - dh = 56.425 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub} = 343.967 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (Menor)

$$R_{ni} := \min(2.4 \cdot db \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}, 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}) = 309.677 \text{ kN}$$

Se verifica resistencia y aplastamiento

$$\Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no}) = (2.139 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{uf} = (1.163 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no})} = 0.544$$

$$\text{if } \Phi \cdot (n_i \cdot R_{ni} + n_o \cdot R_{no}) \geq P_{uf} \text{ } \left| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right. = \text{“Cumple”}$$

e.- Resistencia a la tracción de las planchas (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J4.1)

$$\Phi := 0.90$$

Cedencia en tracción:

$$A_g := t_{fp} \cdot b_{fp} = 52.7 \text{ cm}^2$$

$$R_n := F_{yp} \cdot A_g = (1.817 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{uf} = (1.163 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = (1.635 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot R_n} = 0.711$$

$$\text{if } \Phi \cdot R_n \geq P_{uf} \text{ } \left| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right. = \text{“Cumple”}$$

Fractura en tracción

$$\Phi := 0.75 \quad U := \text{if } b_{fp} \geq \frac{2}{3} \cdot h_b \text{ } \left| \begin{array}{l} 0.9 \\ \text{else} \\ 0.85 \end{array} \right. = 0.85$$

$$A_n := \min(U \cdot A_g, t_{fp} \cdot (b_{fp} - n_f \cdot d_h)) = 34.984 \text{ cm}^2$$

$$R_n := F_{up} \cdot A_n = (1.568 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{uf} = (1.163 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = (1.176 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot R_n} = 0.989$$

if $\Phi \cdot R_n \geq P_{uf}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

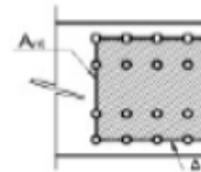
f.- Resistencia por bloque de corte en la placa y el ala de la viga (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J4.3)

$$\Phi := 0.75$$

$$U_{bs} := 1$$

Planchas de ala:

Modo de falla 1:



Área gruesa de corte

$$A_{gv} := 2 \cdot t_{fp} \cdot ((nc - 1) \cdot Sc + Le1) = 238.7 \text{ cm}^2$$

Área neta de corte

$$A_{nv} := A_{gv} - 2 \cdot t_{fp} \cdot (dh \cdot (nc - 0.5)) = 158.976 \text{ cm}^2$$

Área neta de tracción

$$A_{nt} := t_{fp} \cdot \left(\left(Sf \cdot \frac{nf}{2} + g \right) - (nf - 1) \cdot dh \right) = 17.802 \text{ cm}^2$$

$$R_n := \min(0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) = (5.073 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

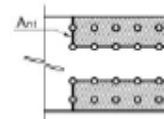
$$P_{uf} = (1.163 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = (3.804 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{P_{uf}}{\Phi \cdot R_n} = 0.306$$

if $\Phi \cdot R_n \geq P_{uf}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

Modo de falla 2:



Área gruesa de corte

$$A_{gv} := 2 \cdot t_{fp} \cdot ((nc - 1) \cdot Sc + Le1) = 238.7 \text{ cm}^2$$

Área neta de corte

$$A_{nv} := A_{gv} - 2 \cdot t_{fp} \cdot (dh \cdot (nc - 0.5)) = 158.976 \text{ cm}^2$$

Área neta de tracción

$$A_{nt} := 2 \cdot t_{fp} \cdot \left((Le2 + Sf) - dh \cdot \left(\frac{nf}{2} - 0.5 \right) \right) = 17.182 \text{ cm}^2$$

$$Rn := \min(0.6 \cdot Fup \cdot Anv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant, 0.6 \cdot Fyp \cdot Agv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant) = (5.045 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

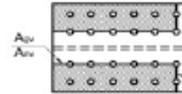
$$Puf = (1.163 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot Rn = (3.784 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{Puf}{\Phi \cdot Rn} = 0.307$$

if $\Phi \cdot Rn \geq Puf$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

Alas de la viga:



Área gruesa de corte $Agv := 2 \cdot tfb \cdot ((nc - 1) \cdot Sc + Le3) = 97.79 \text{ cm}^2$

Área neta de corte $Anv := Agv - 2 \cdot tfb \cdot dh \cdot (nc - 0.5) = 65.129 \text{ cm}^2$

Área neta de tracción $Ant := 2 \cdot tfb \cdot \left((Le2 + Sf) - dh \cdot \left(\frac{nf}{2} - 0.5 \right) \right) = 7.039 \text{ cm}^2$

$$Rn := \min(0.6 \cdot Fub \cdot Anv + Ubs \cdot Fub \cdot Ant, 0.6 \cdot Fyb \cdot Agv + Ubs \cdot Fub \cdot Ant) = (1.748 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$Pufv := \frac{Mu}{hb - tfb} = (1.309 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot Rn = (1.311 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$FU := \frac{Pufv}{\Phi \cdot Rn} = 0.998$$

if $\Phi \cdot Rn \geq Pufv$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

Diseño de la plancha de corte en el alma y pernos de unión

a) Cálculo del diámetro "db" requerido para los pernos (Corte excéntrico método elástico)

Excentricidad del grupo de pernos

$$eb := Le6 + \frac{(Swc \cdot (nwc - 1) + e)}{2} = 35 \text{ mm}$$

Número de pernos

$$nb := nwf \cdot nwc = 3$$

Coordenadas del perno mas alejado del grupo

$$xi_x := \frac{Swc \cdot (nwc - 1)}{2} = 0 \text{ mm}$$
$$yi_x := \frac{nwf - 1}{2} \cdot Swf = 55 \text{ mm}$$

Momento de inercia del grupo de pernos (Por unidad de área)

$$x1 := 0 \text{ mm} \quad y1 := \frac{nwf - 1}{2} \cdot Swf = 55 \text{ mm}$$
$$x2 := 0 \text{ mm} \quad y2 := \frac{nwf - 3}{2} \cdot Swf = 0 \text{ mm}$$
$$x3 := 0 \text{ mm} \quad y3 := -\frac{nwf - 1}{2} \cdot Swf = -55 \text{ mm}$$

$$Ip := (x1^2 + y1^2) + (x2^2 + y2^2) + (x3^2 + y3^2) = 60.5 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante vertical en el perno más alejado

$$Viy := \frac{Vu}{nb} + \frac{Vu \cdot eb}{Ip} \cdot xi_x = 62.118 \text{ kN}$$

Fuerza cortante horizontal en el perno más alejado

$$Vix := \frac{Vu \cdot eb}{Ip} \cdot yi_x = 59.294 \text{ kN}$$

Fuerza de corte resultante sobre el perno más alejado

$$Vi := \sqrt{(Vix)^2 + (Viy)^2} = 85.875 \text{ kN}$$

Diámetro requerido para los pernos

$$\phi := 0.75 \quad db_{req} := \sqrt{\frac{4 \cdot V_i}{nwp \cdot \pi \cdot F_v}} = 10.797 \text{ mm}$$

Pernos seleccionados

$$\text{Diámetro nominal} \quad db := \frac{5}{8} \cdot in = 15.875 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro nominal agujero} \quad dh := \frac{11}{16} \cdot in = 17.463 \text{ mm}$$

b) Verificación de la resistencia al aplastamiento (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J3.10)

$$\phi := 0.75$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre la plancha

$$nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twp \cdot F_{up} = 204.901 \text{ kN}$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre el alma de la viga

$$nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twb \cdot F_{ub} = 243.84 \text{ kN}$$

$$R_n := \min(nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twp \cdot F_{up}, nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twb \cdot F_{ub}) = 204.901 \text{ kN}$$

$$V_i = 85.875 \text{ kN}$$

$$F_U := \frac{V_i}{\phi \cdot R_n} = 0.559$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \phi \cdot R_n \geq V_i \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

c) Verificación de la resistencia a la flexión de la plancha de alma

$$\phi := 0.9$$

$$e_p := Le_6 + \frac{e}{2} = 35 \text{ mm}$$

$$M_{up} := V_u \cdot e_p = 0.665 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cedencia en flexión

$$Z_{wp} := \frac{nwp \cdot twp \cdot hwp^2}{4} = 86.7 \text{ cm}^3$$

Tensión crítica de flexión en presencia del esfuerzo cortante f_v

$$f_v := \frac{V_u}{nwp \cdot twp \cdot hwp} = 91.35 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} := \sqrt{(F_{yp})^2 - 3 \cdot f_v^2} = 306.246 \text{ MPa}$$

$$M_n := F_{cr} \cdot Z_{wp} = 26.551 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{up} = 6.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_U := \frac{M_{up}}{\Phi \cdot M_n} = 0.328$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \Phi \cdot M_n \geq M_{up} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{array} = \text{"Cumple"}$$

Fractura en flexión

$$\phi := 0.75$$

$$Z_{net} := \frac{nwp \cdot twp}{4} \cdot \left(hwp^2 - \frac{S_{wf}^2 \cdot nwf \cdot (nwf^2 - 1) \cdot dh}{hwp} \right) = 64.327 \text{ cm}^3$$

$$M_n := F_{up} \cdot Z_{net} = 28.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{up} = 6.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \Phi \cdot M_n \geq M_{up} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{array} = \text{"Cumple"}$$

$$F_U := \frac{M_{up}}{\Phi \cdot M_n} = 0.302$$

d) Resistencia al corte de la plancha (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J4.2)

Cedencia por corte

$$\phi := 0.9$$

$$A_g := t_{wp} \cdot h_{wp} = 10.2 \text{ cm}^2$$

$$R_n := 0.6 \cdot n_{wp} \cdot F_{yp} \cdot A_g = 421.917 \text{ kN}$$

$$V_u = 186.354 \text{ kN}$$

$$FU := \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = 0.589$$

if $\phi \cdot R_n \geq V_u$ | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Fractura por corte

$$\phi := 0.75$$

$$A_{nv} := t_{wp} \cdot (h_{wp} - d_h \cdot n_f) = 8.105 \text{ cm}^2$$

$$R_n := 0.6 \cdot n_{wp} \cdot F_{up} \cdot A_{nv} = 435.857 \text{ kN}$$

$$V_u = 186.354 \text{ kN}$$

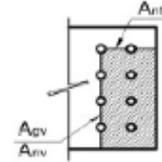
$$FU := \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = 0.57$$

if $\phi \cdot R_n \geq V_u$ | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

e) Resistencia por bloque de corte en la placa y el ala de la viga (AISC 360-16, Capítulo J, Sección J4.3)

$$\phi := 0.75$$

$$U_{bs} := 0.5$$



$$\begin{aligned} \text{Área gruesa de corte} \quad A_{gv} &:= t_{wp} \cdot (L_{e4} + S_{wf} \cdot (n_{wf} - 1)) = 8.4 \text{ cm}^2 \\ \text{Área neta de corte} \quad A_{nv} &:= A_{gv} - t_{wp} \cdot d_h \cdot (n_{wf} - 0.5) = 5.781 \text{ cm}^2 \\ \text{Área neta de tracción} \quad A_{nt} &:= t_{wp} \cdot (L_{e5} + S_{wc} \cdot (n_{wc} - 1) - (n_{wc} - 0.5) \cdot d_h) = 1.276 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$R_n := n_{wp} \cdot \min(0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) = 368.071 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot R_n = 276.054 \text{ kN}$$

$$V_u = 186.354 \text{ kN}$$

$$F_U := \frac{V_u}{\Phi \cdot R_n} = 0.675$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } \Phi \cdot R_n \geq V_u & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Verificaciones Dimensionales

Se establece las dimensiones de los pernos de empalmes de ala y alma (Specification for structural Joints Using High-Strength Bolts 2014)

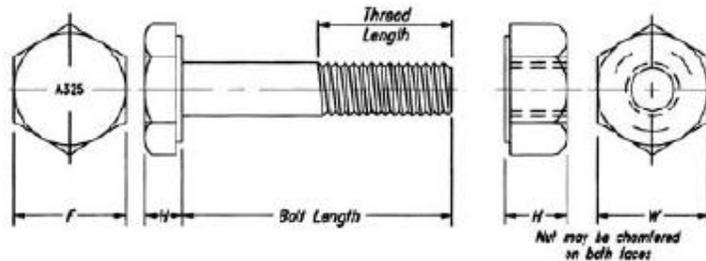


Table C-2.1. Bolt and Nut Dimensions

Nominal Bolt Diameter, d_b , in.	Heavy-Hex Bolt Dimensions, in.			Heavy-Hex Nut Dims., in.	
	Width across flats, F	Height, H_1	Thread Length, T	Width across flats, W	Height, H_2
$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{9}{16}$	1	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{8}$
$\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{25}{64}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{39}{64}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{19}{32}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{47}{64}$
$\frac{7}{8}$	$1\frac{7}{8}$	$\frac{35}{64}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{7}{8}$	$\frac{55}{64}$
1	$1\frac{5}{8}$	$\frac{39}{64}$	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{5}{8}$	$\frac{63}{64}$
$1\frac{1}{8}$	$1\frac{13}{16}$	$\frac{17}{16}$	2	$1\frac{9}{16}$	$1\frac{7}{8}$
$1\frac{1}{4}$	2	$\frac{25}{32}$	2	2	$1\frac{1}{32}$
$1\frac{3}{8}$	$2\frac{3}{16}$	$\frac{27}{32}$	$2\frac{1}{8}$	$2\frac{3}{16}$	$1\frac{1}{32}$
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{3}{8}$	$\frac{15}{16}$	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{3}{8}$	$1\frac{15}{32}$

Empalme Alas

$$db := 1 \cdot \text{in} = 25.4 \text{ mm}$$

Diámetro pernos

$$H1s := \frac{39}{64} \cdot \text{in} = 15.478 \text{ mm}$$

Altura cabeza perno

$$F1s := \frac{13}{8} \cdot \text{in}$$

Ancho a lo largo de la cabeza

$$Ts := \frac{7}{4} \cdot \text{in} = 44.45 \text{ mm}$$

Largo de hilo

$$Ws := \frac{13}{8} \cdot \text{in} = 41.275 \text{ mm}$$

Ancho tuerca

$$H2s := \frac{63}{64} \cdot \text{in} = 25.003 \text{ mm}$$

Altura Tuerca

Empalme Alma

$$dbw := \frac{5}{8} \cdot \text{in} = 15.875 \text{ mm}$$

$$H1w := \frac{25}{64} \cdot \text{in} = 9.922 \text{ mm}$$

$$F1w := \frac{17}{16} \cdot \text{in} = 26.988 \text{ mm}$$

$$Tw := \frac{5}{4} \cdot \text{in} = 31.75 \text{ mm}$$

$$Ww := \frac{17}{16} \cdot \text{in}$$

$$H2w := \frac{39}{64} \cdot \text{in} = 15.478 \text{ mm}$$

Largo Pernos

$$\text{Perno Ala} \quad Lbs := tfp + tfb + Ts = 88.15 \text{ mm}$$

$$\text{Perno Alma} \quad Lpsw := twp \cdot nwp + twb + Tw = 51.75 \text{ mm}$$

Verificación ancho de tuerca en los espaciamientos establecidos

Empalme Alas

$$\frac{\min(Le1, Le2, Le3, 2 \cdot (0.5 \cdot g - 0.5 \cdot twb - frb))}{2} = 21 \text{ mm}$$

$$\frac{\max(F1s, Ws)}{2} = 20.638 \text{ mm}$$

$$\text{if } \frac{\max(F1s, Ws)}{2} \leq \frac{\min(Le1, Le2, Le3, 2 \cdot (0.5 \cdot g - 0.5 \cdot twb - frb))}{2} \quad \Big| = \text{“Cumple”}$$

|| “Cumple”
else
|| “No cumple”

Empalme Alma

$$\frac{\min(Le4, Le5, Le6, Swf)}{2} = 15 \text{ mm}$$

$$\frac{\max(F1w, Ww)}{2} = 13.494 \text{ mm}$$

$$\text{if } \frac{\max(F1w, Ww)}{2} \leq \frac{\min(Le4, Le5, Le6, Swf)}{2} \quad \Big| = \text{“Cumple”}$$

|| “Cumple”
else
|| “No cumple”

Dimensiones empalme ala

$ed := 1 \text{ in}$

Distancia mínima al borde (Tabla J3.4) AISC 360-16

if $ed \leq Le1 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot db + \frac{2}{3} \cdot db\right) \leq 2 Le3 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

if $ed \leq Le2 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot db + \frac{2}{3} \cdot db\right) \leq Sc \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot db + \frac{2}{3} \cdot db\right) \leq g \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot t_{fp}, 12 \cdot t_{fb}))$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

Largo empalme

$$hs := e + 2 \cdot (Le3 + Le1 + Sc \cdot (nc - 1)) = 87 \text{ cm}$$

Dimensiones empalme alma

$edw := 1$ **in**

Distancia mínima al borde (Tabla J3.4) AISC 360-16

if $edw \leq Le4 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

if $edw \leq Le5 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot dbw + \frac{2}{3} \cdot dbw\right) \leq Swf \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

if $\left(2 \cdot dbw + \frac{2}{3} \cdot dbw\right) \leq 2 \cdot Le6 + \frac{e}{2} \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Verificación altura

$$hb - 2 \cdot tfb = 334.6 \text{ mm}$$

$$hwp = 170 \text{ mm}$$

if $hwp \leq hb - 2 \cdot tfb$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"